

# **COMPARAÇÃO DE CUSTOS DE LAJES A GRANDE ALTURA: SOLUÇÕES TRADICIONAIS ESCORADAS E SOLUÇÕES EM ESTRUTURA PRÉ- FABRICADA. DIMENSIONAMENTO E COMPARAÇÃO DE CUSTOS**

**INÊS MARIA NUNES FEVEREIRO**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM CONSTRUÇÕES**

---

Professor Doutor: Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes

JUNHO DE 2013



## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.



Aos meus Pais

*Investir no conhecimento rende sempre os melhores juros.*

*Benjamim Franklin*



## AGRADECIMENTOS

Uma importante etapa acaba agora ao fim de cinco anos. Ao longo deste tempo muitas foram as pessoas que me ajudaram, apoiaram e me “aturaram”. A essas pessoas aproveito aqui para agradecer.

Em primeiro lugar agradeço aos meus pais porque sem eles nada disto seria possível. Tive a sorte de poder ter um bom curso superior e viver longe de casa com todas as comodidades.

Também os meus avôs e as minhas tias ajudaram para que este objetivo fosse concretizado e a eles a minha eterna gratidão.

Durante estes últimos meses, dedicados à elaboração desta dissertação, outras pessoas apareceram tendo sido fundamentais para a sua produção e conclusão.

Um especial agradecimento ao Professor Doutor Jorge Manuel Chaves Gomes Fernandes, que me orientou e me encaminhou durante todo o percurso da realização desta tese de mestrado. Começando pelas reuniões, disponibilidade de me levar à empresa onde trabalha, *Soares da Costa*, críticas apresentadas, sugestões e ideias que permitiram melhorar o resultado final.

Agradeço também ao Senhor Guilherme Silva, especialista em escoramentos na empresa *Soares da Costa*, que em algumas reuniões partilhou comigo um pouco do conhecimento que tem sobre a sua área. Também à Engenheira Armanda Mendes, da mesma empresa, que me ajudou na execução do planeamento presente neste estudo. Ao Engenheiro Ferraz Alves da empresa *Forjados Castelo*, empresa de pré-fabricados.

A todos os meus amigos um agradecimento especial, porque de forma direta e/ou indireta me ajudaram neste percurso.

Ao meu namorado, pela ajuda e compreensão durante toda esta etapa.





## RESUMO

A pré-fabricação de elementos de betão apresenta uma série de vantagens, destacando-se a sua influência na rapidez da construção, aliado à necessidade de um menor número de mão-de-obra. Apesar disso o recurso a este tipo de solução em Portugal, no caso de pré-fabricados de betão armado, é baixo quando comparado com o resto da Europa.

Com o objetivo de verificar se o uso de elementos de betão pré-fabricado é ou não economicamente mais vantajoso em certas circunstâncias, foi feito um estudo comparativo entre a execução de uma cobertura a grande altura executada pela solução normal (lajes maciças escoradas) e outra utilizando lajes de betão armado pré-fabricado (pré-lajes).

O presente documento contém um pequeno estudo e pesquisa sobre a pré-fabricação, focando a atenção em lajes em betão pré-fabricado. Também é inserido no presente trabalho uma análise às lajes produzidas através de soluções tradicionais, destacando-se o uso de escoramento que apresenta um forte contributo nos custos finais de uma obra com coberturas a grande altura.

Através do projeto de arquitetura de um auditório para conferências é realizado o dimensionamento de todos os elementos estruturais com auxílio a um programa de cálculo automático, o *Autodesk Robot Structural Analysis*. A laje de cobertura constitui o objeto deste estudo.

Dimensionadas as duas coberturas relativas às duas soluções em estudo, são posteriormente comparados os custos que cada uma gera e os prazos exigidos para a sua execução. Desta forma, foi determinada qual a solução mais vantajosa para o edifício em estudo.

Mas esta ideia de economia pode mudar devido a alguns parâmetros. Por isso, este estudo também tentou obter um mecanismo de decisão que, mediante a consideração de alguns parâmetros de entrada, como a altura da laje a betonar em relação ao solo, permita descobrir se há alguma mudança na solução mais económica. Ou seja, foi feito um pequeno estudo onde houve a redução do pé-direito do auditório e assim tentou-se verificar se ocorreriam mudanças nos resultados que foram obtidos na comparação anteriormente feita, com as condições inicialmente consideradas. Essa variação da altura do auditório influencia na quantidade de escoramento, que como já foi referido apresenta uma grande percentagem nos custos finais de uma obra com lajes escoradas.

**PALAVRAS-CHAVE:** Lajes maciças, escoramento, pré-fabricação, custos, prazos.



## **ABSTRACT**

The pre-manufacture of concrete elements has a number of advantages highlighting both building speed influence and manpower reduction. Despite this in Portugal the use is low when compared to the rest of Europe, for pre-manufactured reinforced concrete.

With the goal of verifying if precast concrete elements use is or not economically an advantage it is made a comparative study between the manufacture of the rooftop of a building by the normal way – anchored solid slabs – and the solution recurring to pre-slabs – precast reinforced concrete slabs. This document has a study and research about the pre-manufacture focusing on precast concrete slabs. Also this document has an analysis to the slabs manufactured through traditional solutions emphasizing the use of anchoring.

Through the architecture design of an auditorium for conferences it is made the dimensioning of all structural elements with the help of automatic calculus program – Autodesk Robot Structural Analysis. Nevertheless, the slab is to have special attention and it is here that surrounds the entire proposed study.

Having both covers of the two solutions in study sized, are then compared their costs and also their demanded deadlines to execute. This way it is given the best solution to the building in study.

However this idea of saving may change due to some parameters. Therefore this study also gets a decision mechanism that, by considering some input values (such as the concreted slab height from the ground) allow to find out if there are changes in the most economic solution.

**Keywords:** solid slabs, shoring, prefabrication, cost, deadlines.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. MOTIVAÇÃO .....	1
1.2. ÂMBITO E PRINCIPAIS OBJETIVOS .....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	2
<b>2. LAJES TRADICIONAIS</b> .....	5
2.1. INTRODUÇÃO .....	5
2.2. LAJES .....	5
2.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS LAJES .....	5
2.3. DIMENSIONAMENTO DE LAJES MACIÇAS EM BETÃO ARMADO .....	7
2.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	8
2.3.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....	9
2.4. ESCOROAMENTO EM LAJES MACIÇAS .....	10
2.4.1. ELEMENTOS CONSTITUINTES DO ESCORAMENTO .....	11
2.4.2. TIPOS DE ESCORAMENTOS .....	12
2.4.3. PASSOS DA EXECUÇÃO DO ESCORAMENTO .....	13
<b>3. PRÉ-FABRICAÇÃO</b> .....	17
3.1. A PRÉ-FABRICAÇÃO. HISTÓRIA .....	17
3.2. ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS .....	18
3.2.1. VANTAGENS DA PRÉ-FABRICAÇÃO .....	19
3.2.2. DESVANTAGENS DA PRÉ-FABRICAÇÃO .....	20
3.3. DIFERENTES TIPOS DE LAJES PRÉ-FABRICADAS .....	20
3.3.1. LAJES COM VIGOTAS PRÉ-ESFORÇADAS .....	20
3.3.2. PRÉ-LAJES .....	21
3.4. APLICAÇÃO DE LAJES PRÉ-FABRICADAS .....	24

<b>4. DIMENSIONAMENTO - LAJES ESCORADAS</b>	27
<b>4.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE</b>	27
<b>4.2. AÇÕES</b>	30
4.2.1. AÇÕES PERMANENTES	30
4.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS	32
<b>4.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES</b>	33
<b>4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS E PILARES</b>	34
4.4.1. VIGAS	34
4.4.2. PILARES	37
<b>4.5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS</b>	39
<b>4.6. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS LAJES DA COBERTURA</b>	40
4.6.1. ARMADURA LONGITUDINAL	41
4.6.2. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO	44
<b>4.7. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS VIGAS DA COBERTURA</b>	45
4.7.1. ARMADURA LONGITUDINAL	45
4.7.2. ARMADURA TRANSVERSAL	47
 <b>5. DIMENSIONAMENTO - PRÉ-LAJES</b>	 51
<b>5.1. INTRODUÇÃO</b>	51
<b>5.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS</b>	51
5.2.1. DIMENSÕES DA SEÇÃO TRANSVERSAL E CLASSE DE BETÃO A UTILIZAR	51
5.2.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DAS TRELIÇAS	51
<b>5.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA PRÉ-LAJE</b>	53
<b>5.4. DIMENSIONAMENTO DA PRÉ-LAJE NA FASE DE CONSTRUÇÃO</b>	54
5.4.1. AÇÕES NA FASE DE CONSTRUÇÃO	54
5.4.2. CARGAS NA FASE DE CONSTRUÇÃO	54
5.4.3. ARMADURA SUPERIOR DA PRÉ-LAJE	54
5.4.4. ARMADURA INFERIOR DA PRÉ-LAJE	58
<b>5.5. DIMENSIONAMENTO DA PRÉ-LAJE NA FASE DE VIDA ÚTIL</b>	58
5.5.1. AÇÕES NA FASE DE VIDA ÚTIL	58
5.5.2. CARGAS NA FASE DE VIDA ÚTIL	59
5.5.3. DIMENSIONAMENTO DOS RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS	59
5.5.4. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR DA LAJE	60

5.5.5. ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR DA LAJE .....	60
5.5.6. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO DA LAJE .....	61
5.5.7. ARMADURA LONGITUDINAL DAS VIGAS .....	62
5.5.8. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO DAS VIGAS .....	64

## **6. ANÁLISE DE CUSTOS E PRAZOS - LAJES ESCORADAS**

.....	67
<b>6.1. INTRODUÇÃO</b> .....	67
<b>6.2. MEDIÇÕES</b> .....	67
6.2.1. REGRAS DE MEDIÇÕES .....	67
6.2.2. MEDIÇÕES DA COFRAGEM, ARMADURA E BETÃO .....	68
6.2.3. MEDIÇÕES DO ESCORAMENTO.....	69
<b>6.3. PRAZOS</b> .....	70
6.3.1. LISTAGEM DAS TAREFAS .....	70
6.3.2. DURAÇÃO DAS TAREFAS .....	71
6.3.3. ENCADEAMENTO DAS TAREFAS .....	76
<b>6.4. CUSTOS</b> .....	77

## **7. ANÁLISE DE CUSTOS E PRAZOS - PRÉ-LAJES**

.....	81
<b>7.1. INTRODUÇÃO</b> .....	81
<b>7.2. MEDIÇÕES</b> .....	81
7.2.1. MEDIÇÕES DA COFRAGEM, ARMADURA E BETÃO .....	81
7.2.2. MEDIÇÕES DO ESCORAMENTO.....	81
<b>7.3. PRAZOS</b> .....	82
7.3.1. LISTAGEM DAS TAREFAS .....	82
7.3.2. DURAÇÃO DAS TAREFAS .....	83
7.3.3. ENCADEAMENTO DAS TAREFAS .....	85
<b>7.4. CUSTOS</b> .....	86

<b>8. ESTUDO DOS RESULTADOS</b>	89
<b>8.1. CUSTOS</b>	89
8.1.1. LAJES ESCORADAS	89
8.1.2. PRÉ-LAJES COM TRELIÇAS METÁLICAS	90
8.1.3. COMPARAÇÃO DOS CUSTOS	90
<b>8.2. PRAZOS</b>	92
8.2.1. LAJES ESCORADAS	92
8.2.2. PRÉ-LAJES COM TRELIÇAS METÁLICAS	93
8.2.3. COMPARAÇÃO DE PRAZOS	93
<b>8.3. VARIAÇÃO DO PÉ-DIREITO DO AUDITÓRIO – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE</b>	94
<b>8.4. CONCLUSÕES DOS RESULTADOS</b>	96
 <b>9. CONCLUSÃO</b>	 97
9.1. CONCLUSÕES	97
9.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	99



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Laje Vigada .....	5
Fig. 2.2 – Laje fungiforme.....	6
Fig. 2.3 – Ensoleiramento .....	6
Fig. 2.4 – Condição para lajes armadas numa direção .....	6
Fig. 2.5 – Condição para lajes armadas em duas direções .....	7
Fig. 2.6 – Projeto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado [11] .....	8
Fig. 2.7 – Efeito de Arco [5].....	9
Fig. 2.8 – Sistema de escoramento.....	11
Fig. 2.9 – Escoramento feito com troncos de madeira.....	12
Fig. 2.10 – Escoramento feito com madeira serrada .....	12
Fig. 2.11 – Escoramento metálico, torres .....	13
Fig. 2.12 – Escoramento de uma laje [20] .....	14
Fig. 2.13 – Operário a executar a montagem e verificação do escoramento [20] .....	14
Fig. 2.14 – Operário a verificar a imobilidade da escora [20] .....	15
Fig. 3.1 – Produtos Pré-Fabricados [13] .....	18
Fig. 3.2 – Vigota pré-esforçada [28] .....	20
Fig. 3.3 – Laje aligeirada [29] .....	21
Fig. 3.4 – Vigota com treliças metálicas.....	21
Fig. 3.5 – Pré-laje alveolar .....	22
Fig. 3.6 – Pré-laje alveolar com betão armado colocado “ <i>in situ</i> ” .....	22
Fig. 3.7 – Pré-laje nervurada, duplo T.....	23
Fig. 3.8 – Detalhe de uma pré-laje nervurada [6].....	23
Fig. 3.9 – Pré-laje com treliças metálicas [35] .....	23
Fig. 3.10 – Escoramento de Pré-lajes [13].....	25
Fig. 3.11 – Colocação do betão complementar [13] .....	25
Fig. 4.1 – Corte do auditório de conferências .....	27
Fig. 4.2 – Lajes da Cobertura.....	28
Fig. 4.3 – Lajes do Pavimento.....	28
Fig. 4.4 – Pormenor da cobertura (fora de escala) .....	32
Fig. 4.5 – Pilares que suportam a cobertura .....	37
Fig. 4.6 – Área de influência.....	38

Fig. 4.7 – Pilares que suportam o pavimento do auditório.....	39
Fig. 4.8 – Vigas, cobertura .....	39
Fig. 4.9 – Vigas, pavimento.....	40
Fig. 4.10 – Edifício com as dimensões finais .....	40
Fig. 4.11 – Critérios de dimensionamento da Armadura de Canto e Armadura de Bordo Simplesmente Apoiada .....	43
Fig. 4.12 – Viga cobertura, 0,25x0,70 m <sup>2</sup> .....	45
Fig. 4.13 – Momentos da viga 0,25x0,70 m <sup>2</sup> .....	45
Fig. 4.14 – Viga de cobertura, 0,50x1,50 m <sup>2</sup> .....	46
Fig. 4.15 – Momentos da viga 0,50x1,50 m <sup>2</sup> .....	46
Fig. 4.16 – Armadura da viga com seção 25x70 m <sup>2</sup> .....	49
Fig. 4.17 – Armadura da viga com seção 50x150 m <sup>2</sup> .....	50
Fig. 5.1 – Disposições da treliça metálica [8].....	52
Fig. 5.2 – Valores máximos entre treliças e entre treliça e bordo da pré-laje [8].....	52
Fig. 5.3 – Pré-laje legendada .....	53
Fig. 5.4 – Vão das pré-lajes .....	53
Fig. 5.5 – Pré-laje com distâncias pormenorizadas .....	55
Fig. 5.6 – Distância $l_v$ entre treliças .....	56
Fig. 5.7 – Corte transversal da pré-laje.....	58
Fig. 5.8 – Solução final da pré-laje só com armadura para fase de construção (corte longitudinal) .....	58
Fig. 5.9 – Edifício com pré-laje na cobertura, <i>Autodesk Robot</i> .....	59
Fig. 5.10 – Vigas da cobertura .....	62
Fig. 5.11 – Viga com seção 30x140 m <sup>2</sup> , orientada segundo o eixo x .....	62
Fig. 5.12 – Viga com seção 25x70 m <sup>2</sup> , orientada segundo o eixo y .....	63
Fig. 6.1 – Armadura e cofragem de uma viga.....	68
Fig. 6.2 – Escoramento tipo torre .....	69
Fig. 6.3 – Alçado do projeto de escoramento .....	69
Fig. 6.4 – Viga de madeira VT20 [20] .....	70
Fig. 6.5 – Listagem das tarefas no MSProject .....	76
Fig. 6.6 – Gráfico de Gantt .....	77
Fig. 7.1 – Alçado do projeto de escoramento .....	82
Fig. 7.2 – Listagem das tarefas no MSProject .....	85
Fig. 7.3 – Gráfico de Gantt .....	85
Fig. 8.1 – Gráfico com as percentagens dos custos com lajes escoradas .....	89

Fig. 8.2 – Gráfico com as percentagens dos custos com pré-lajes .....	90
Fig. 8.3 – Comparação das contribuições para os custos finais.....	90
Fig. 8.4 – Custos Finais.....	91
Fig. 8.5 – Contribuição da duração de cada tarefa no prazo de final, no uso de lajes escoradas (%) .	92
Fig. 8.6 – Contribuição da duração de cada tarefa no prazo de final, no uso de pré-lajes (%).....	93
Fig. 8.7 – Custos da cobertura variando a altura do auditório .....	95



## ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Quadro 2.1 – Quadro 7.2. do EC2 .....	9
Quadro 2.2 – Quadro 7.3. do EC2 .....	9
Quadro 2.3 – Quadro 7.4.N do EC2.....	10
Quadro 4.1 – Comprimentos das lajes da cobertura .....	29
Quadro 4.2 – Altura das diferentes lajes da cobertura .....	30
Quadro 4.3 – Ações Permanente no Pavimento.....	32
Quadro 4.4 – Ações Permanente na Cobertura.....	32
Quadro 4.5 – Ações variáveis- Sobrecargas .....	33
Quadro 4.6 – Momentos atuantes nas vigas da cobertura .....	36
Quadro 4.7 – Dimensões da secção das vigas da cobertura .....	36
Quadro 4.8 – Dimensões da secção das vigas do pavimento.....	36
Quadro 4.9 – Armadura de canto e de bordo .....	43
Quadro 4.10 – Amadura das vigas da cobertura .....	50
Quadro 5.1 – Cargas atuantes na fase de construção .....	54
Quadro 5.2 – Tabela que relaciona a esbelteza com encurvadura .....	57
Quadro 5.3 – Ações usadas no dimensionamento .....	59
Quadro 5.4 – Armadura das pré-lajes para a Fase de Construção .....	65
Quadro 5.5 – Armadura das lajes para a Fase de Vida Útil .....	66
Quadro 5.6 – Armadura das vigas .....	66
Quadro 6.1 – Medições de betão, armadura e cofragem da cobertura .....	69
Quadro 6.2 – Listagem de tarefas para as lajes em solução tradicional .....	71
Quadro 6.3 – Tempo necessário de manutenção de escoramento e cofragens.....	72
Quadro 6.4 – Determinação da duração das tarefas .....	73
Quadro 6.5 – Duração das tarefas .....	74
Quadro 6.6 – Custos diretos .....	77
Quadro 6.7 – Fornecimento de aço.....	78
Quadro 6.8 – Determinação do custo total .....	78
Quadro 6.9 – Custo total gasto em Aço .....	79
Quadro 7.1 – Medições de betão, armadura e cofragem da cobertura .....	81
Quadro 7.2 – Listagem das tarefas .....	82
Quadro 7.3 – Determinação da duração das tarefas .....	83

Quadro 7.4 – Duração das tarefas .....	83
Quadro 7.5 – Custo total gasto em Aço .....	86
Quadro 7.6 – Determinação do custo total .....	87
Quadro 8.1 – Custos com a variação da altura.....	94
Quadro 8.2 – Custo do escoramento (€/dia) para cada altura.....	94
Quadro 8.3 – Custos do escoramento com as diferentes alturas do auditório.....	95
Quadro 8.4 – Diferença de custos entre a solução com lajes escoradas e a solução com pré-lajes ...	96

## **ÍNDICE DE ANEXOS**

Anexo 1 – Dimensionamento de lajes escoradas e tabela com área dos varões.....	105
Anexo 2 – Tabelas de medições para a construção com lajes escoradas .....	119
Anexo 3 – Tabelas de medições para a construção com Pré-lajes .....	123





## SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

ANIPB - Associação Nacional dos Industriais de Pré-Fabricação em Betão

IPQ – Instituto Português da Qualidade

ONS – Organismo de Normalização Sectorial

RSA- Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes

EC0- Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas

EC1- Eurocódigo 1: Ações em estruturas

EC2- Eurocódigo 2: Projeto de estruturas em betão

m- metros

cm- centímetros

mm - milímetros

KN- kilonewton

Kg- Quilograma

$A_c$ - Área da secção transversal do betão

$A_{dist}$  – Área da armadura de distribuição na secção de betão

$A_{inf}$ - Área de influência do pilar

$A_s$ - Área da secção de uma armadura para betão armado

$A'_s$  - Área da secção de uma armadura para betão armado na fase de construção (pré-lajes)

$A_{s,bordo}$  – Área da secção da armadura de bordo nas lajes

$A_{s,canto}$  – Área da secção da armadura de canto nas lajes

$A_{s,máx}$ - Área da secção máxima da armadura

$A_{s,min}$ - Área da secção mínima da armadura

$A_{s,x}$  – Área da secção da armadura segundo o eixo do x

$A_{s,y}$  – Área da secção da armadura segundo o eixo do y

$A_{sw}$  – Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso

$M_{sd}$  – Valor de cálculo do momento fletor atuante

$M_x$  – Momento atuante no sentido do eixo do x

$M_y$  – Momento atuante no sentido do eixo do y

$M_{med,x}$  – Momento atuante médio no sentido do eixo do x

$M_{med,y}$  – Momento atuante médio no sentido do eixo do y

$M_{máx}$  – Momento atuante máximo

$M_{min}$  – Momento atuante mínima

$V_{Ed}$  – Valor de cálculo do esforço transversal resistente na seção

$V_{Rd,c}$  – Valor de cálculo do esforço transversal na seção

$V_{Rd,c (min)}$  – Valor de cálculo mínimo do esforço transversal na seção

$V_{Rd,s}$  – Valor de cálculo do esforço transversal na armadura

$b$  – Largura da seção

$b_t$  –

$b_w$  – Menor largura da seção transversal na área tracionada

$d$  – Altura útil da seção

$z$  – Distância entre as armaduras superior e inferior na fase de construção (pré-lajes)

$f_{cd}$  – Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do betão

$f_{ck}$  – Valor característico da tensão de cedência à compressão do betão

$f_{ctm}$  – Valor médio da tensão de rotura do betão à tração simples aos 28 dias de idade

$f_{yd}$  – Valor de cálculo da tensão de rotura à compressão do aço

$f_{yk}$  – Valor característico da tensão de cedência à tração do aço e das armaduras ordinárias

$f_{ywd}$  – Valor de cálculo de tensão de cedência das armaduras de esforço transversal

$c$  - Recobrimento

$h$  - Altura total da uma seção transversal

$s$  – Espaçamento entre estribos

$s_{l,máx}$  – Espaçamento longitudinal máximo

$s_{min}$  – Espaçamento mínimo entre armadura

$n_{pisos}$  – Número de pisos

$N_{Ed}$  - Esforço normal da seção

$N_{rd}$  – Esforço axial nos pilares

$PP$  – Peso próprio

$RCP$  – Restante carga permanente

$SOB$  – Sobrecarga

$\Phi$  – Diâmetro do varão

$\mu$  – Momento reduzido do valor de cálculo do momento reduzido

$\omega$  -

$S_{Gik}$  – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o valor característico

$S_{Q1k}$  – Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico

$S_{Qjk}$  – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico

$\gamma_{gi}$  – Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes

$\gamma_q$  – Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis

$\psi_{0j}$  – Coeficiente correspondente à ação variável







# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. MOTIVAÇÃO

Ao longo dos tempos e com a instalação de algumas crises económicas, as empresas necessitaram de tomar atitudes para evoluir tecnicamente, permitindo afastá-las da concorrência. No ramo da construção civil um dos métodos foi a aplicação de elementos estruturais de betão pré-fabricado. Esta alternativa pode fazer com que as construções apresentem vantagens quer do ponto de vista de redução dos custos, como também da rapidez de execução.

No Euro 2004, aquando a construção de uma série de novos estádios de futebol por todo o país, elementos de betão pré-fabricados foram fortemente usados.

São utilizados na construção de pontes, aeroportos, caminhos-de-ferro e auto-estradas. Em infra-estruturas de esgotos e saneamento e numa fase mais tardia vieram a ser aplicados na construção de habitações.

Mas, em Portugal o recurso a este tipo de solução é ainda baixo, relativamente ao que se passa no resto da Europa. Nos últimos anos, diversas empresas de comercialização de produtos de betão pré-fabricado faliram.

Então, se numa primeira visão a pré-fabricação se apresenta com um grupo de vantagens para a construção, qual o motivo para que não seja aplicada nas construções portuguesas?

No curso de Mestrado Integrado em Engenharia Civil não é dada especial atenção ao tema pré-fabricação em nenhuma das unidades curriculares do tronco comum. Apenas na especialização de Materiais de Construção e Processos de Fabrico existe uma disciplina intitulada de “Pré-Fabricação”, sendo também introduzida a ideia de pré-fabricação na cadeira de “Direção de Obra” no ramo de Construções.

Esta poderá ser a resposta. Não é dada qualquer formação aos engenheiros civis sobre o uso de pré-fabricação. Os trabalhadores envolvidos na construção não conhecem a pré-fabricação e por isso não se arriscam a usá-la, mesmo podendo ela levar à redução de custos e de prazos numa obra.

Mas além disso, não há certezas que a utilização da pré-fabricação de betão nas construções seja sempre vantajosa.

Tornou-se assim motivador para a autora a elaboração de um estudo comparativo da execução de lajes pela solução tradicional (laje escorada) e com lajes pré-fabricadas. Essa comparação baseia-se no dimensionamento, nos custos associados e também nos prazos exigidos nas diferentes construções.

## **1.2. ÂMBITOS E OBJETIVOS**

Ao longo de todo o trabalho a autora tentou responder às seguintes questões:

- O que é a Pré-fabricação?
- Quais os elementos de betão pré-fabricado que existem no mercado?
- Que vantagens acarreta o uso desta alternativa? E haverá desvantagens?
- É necessário algum tipo de dimensionamento diferente para lajes pré-fabricadas? Como é que ele é feito?
- Perante um edifício com uma laje a grande altura, a pré-fabricação é uma solução vantajosa?
- E que custos se encontram associados à construção com este tipo de elementos?
- A redução nos prazos de construção existe? É elevada?

Estas são algumas das questões a que a autora se propôs responder na presente dissertação. Contudo, no mesmo trabalho também foi dada atenção à execução da solução tradicional de lajes escoradas, permitindo desta forma comparar as duas soluções possíveis. O estudo desta vertente não foi tão profundo, debruçando-se apenas no modo como esta é executada, nos custos por ela gerados e no tempo necessário para a sua execução.

Através do projeto de um auditório de conferências com uma cobertura a grande altura, foram dimensionados todos os elementos estruturais (pilares, vigas e lajes). Depois foi realizada uma exaustiva análise que se apoia nos custos associados às duas soluções. Como os custos estão associados ao tempo que uma obra demora a ser concluída, também foi feito um estudo dos prazos que cada solução apresenta.

Mas, é a laje de cobertura que é a mais importante neste estudo, uma vez que é aquela que se encontra a grande altura. Na construção de uma laje a grande altura através da solução tradicional o uso de escoramento influencia de forma significativa os custos. É aqui que entra a possibilidade de a laje de cobertura ser uma laje pré-fabricada, sendo anulada em grande parte a necessidade de escoramento e desta forma foi possível estudar se a pré-fabricação é uma solução economicamente mais viável relativamente às lajes tradicionais.

Foi pretendido que, com este estudo, se torne possível saber até que ponto a utilização de lajes pré-fabricadas são uma medida mais compensatória relativamente às lajes escoradas, solução mais comum.

Também foi feito um estudo em que se fez variar a altura do pé-direito do auditório, de forma a verificar se existe alguma mudança nos resultados.

Na presente dissertação a autora apoiou-se no uso do programa *Autodesk Robot 2010*, *Autodesk Autocad 2011* e *MS Project 2010*.

## **1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO**

Este trabalho está dividido em 9 capítulos.

No primeiro e presente capítulo, Introdução, abordam-se as motivações que levaram a autora à escolha deste tema para a sua dissertação. Os âmbitos, ou seja, os campos de ação em que ela se apoiou para a sua realização, bem como os objetivos que se pretendem alcançar.

No capítulo 2 é exposta uma breve pesquisa sobre lajes tradicionais, dando-se especial atenção ao escoramento de lajes.



O capítulo 3 é inteiramente ocupado pelo tema da Pré-fabricação, onde são apresentadas as vantagens/desvantagens desta, as suas aplicações, tipos de elementos, entre outros assuntos relacionados com a pré-fabricação. Deste modo, pretende-se dar ao leitor algumas noções necessárias para melhorar a compreensão do trabalho apresentado.

Nos capítulos 4 e 5, é realizado o dimensionamento das lajes escoradas e das lajes pré-fabricadas, respetivamente.

Os capítulos 6 e 7 ocupam-se da análise de custos e prazos na construção de lajes escoradas para o capítulo 6 e de lajes pré-fabricadas para o capítulo 7.

O capítulo 8 dedica-se ao estudo dos resultados e por último o capítulo 9 mostra as principais conclusões que a autora tirou do presente estudo.



# 2

## LAJES TRADICIONAIS

### 2.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é abordado o tema das lajes de pavimento em soluções tradicionais, mais especificamente lajes maciças em betão armado. Este capítulo é menor comparativamente ao capítulo 3 que se dedica às lajes pré-fabricadas, uma vez que o tema de lajes tradicionais é um tema mais antigo e mais explorado do que o da pré-fabricação. Por este motivo, a autora decidiu dedicar um capítulo às lajes tradicionais, apenas com algumas referências sobre as regras principais do seu dimensionamento. Foram também referidas as diferentes classificações das lajes e o escoramento, essencial para a construção das lajes maciças em betão armado.

### 2.2. LAJES

Lajes são elementos planos horizontais que têm como função transferir as cargas provenientes da ocupação dos edifício para os apoios (vigas e pilares). Normalmente, nos edifícios as lajes maciças contribuem com cerca de 50% do betão total contabilizado.

#### 2.2.1. CLASSIFICAÇÃO DAS LAJES

As lajes são classificadas de acordo com diversas características. Aqui são apresentadas algumas dessas classificações, ou seja, tendo em conta o tipo de apoio da laje e o modo de flexão dominante na laje [5].

##### 2.2.1.1. Tipo de Apoio

- Lajes Vigadas (apoiadas em vigas);



Fig. 2.1 – Laje Vigada

- Lajes Fungiformes (apoiadas diretamente em pilares);



Fig. 2.2 – Laje fungiforme

- Lajes em meio plástico (apoiadas numa superfície deformável – ensoleiramento, por exemplo, que é apoiado no solo).



Fig. 2.3 - Ensoleiramento

#### 2.2.1.2. Modo de flexão dominante

- Lajes armadas numa direção (comportamento predominante unidirecional);

$$b/a > 2$$

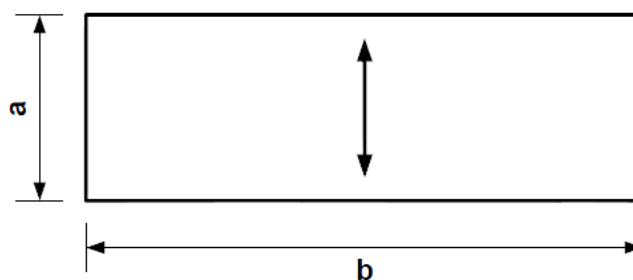


Fig. 2.4 – Condição para lajes armadas numa só direção

- Lajes armadas em duas direções (comportamento bidirecional).

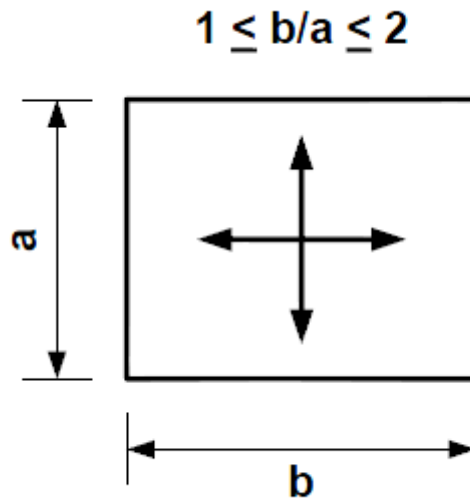


Fig. 2.5 – Condição para lajes armadas em duas direções

De acordo com a classificação exposta, as lajes do projeto em estudo são lajes maciças de betão armado, armadas em duas direções.

### 2.3. DIMENSIONAMENTO DE LAJES MACIÇAS EM BETÃO ARMADO

Para se efetuar o dimensionamento de uma estrutura, existem princípios nos quais esse dimensionamento se deve basear. Esses princípios são:

- Estado Limite Último: associado ao colapso da estrutura, refere-se à segurança das pessoas e/ou à segurança da estrutura, ou seja, corresponde, em geral, à capacidade máxima que uma estrutura ou elemento estrutural pode suportar.
- Estado Limite de Utilização: refere-se ao funcionamento da estrutura ou dos elementos estruturais e condições normais de utilização, ao conforto das pessoas e ao aspeto da construção, quer dizer, as condições para além das quais os requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

Num projeto de estruturas de betão armado (ou de betão pré-esforçado), a conceção de um edifício é feita de acordo com o esquema da figura 2.6.

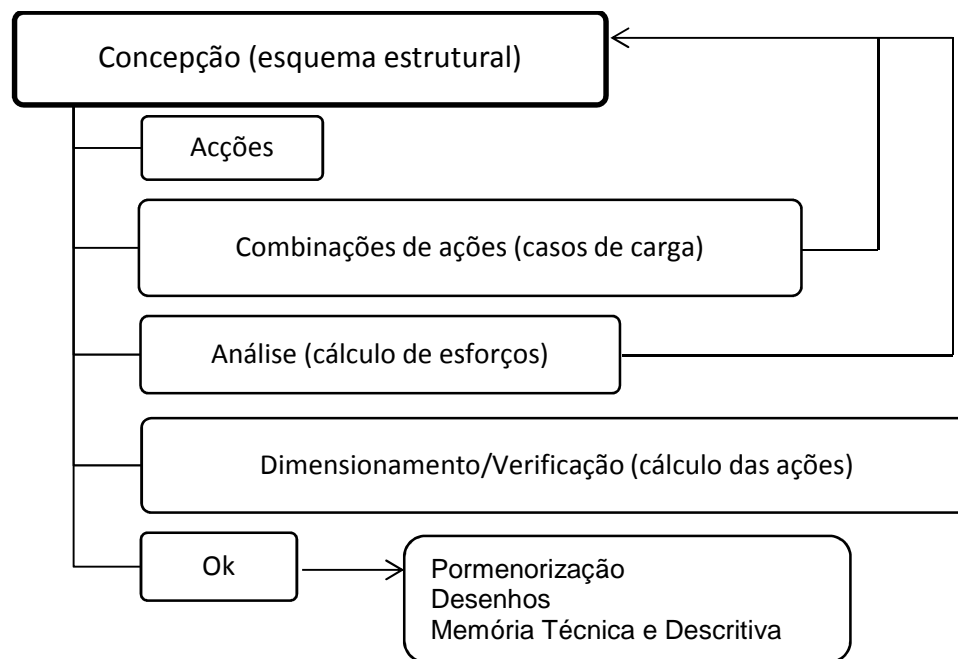


Fig. 2.6 - Projeto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado [11]

Realizada a conceção estrutural do edifício em análise, os cálculos são iniciados com a determinação das ações que essa mesma estrutura terá que suportar. Com essas ações são feitas diversas combinações possíveis de ocorrerem durante a vida do edifício. Segue-se para a análise onde são calculados os esforços instalados nos elementos estruturais. Caso haja necessidade, nesta fase e na fase de combinação de ações, é possível alterar a conceção estrutural.

Depois é efetuado o dimensionamento e as verificações necessárias para garantir a segurança da estrutura. Verificada essa segurança é viável seguir com o projeto.

Para auxiliar todos estes cálculos foi utilizada a principal regulamentação portuguesa e europeias aplicáveis:

- R.S.A. – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes, 1983 [4];
- EC0 - Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas, 2010 [1];
- EC1 – Eurocódigo 1: Ações em estruturas. 2010 [2];
- EC2 – Eurocódigo 2: Projeto de Estruturas de Betão Armado, 2010 [3].

### 2.3.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

No pré-dimensionamento das lajes, a espessura destas é condicionada pela sua resistência (flexão e esforço transversal) e pelas suas características de utilização, como a sua deformabilidade.

Para sobrecargas correntes em edifícios (inferiores a  $5 \text{ KN/m}^2$ ), e para lajes maciças armadas em duas direções, a espessura é determinada tendo por base o controlo indireto da deformação. No EC2, mais precisamente no quadro 7.4.N, existe informação necessária para determinar a espessura de uma laje.

Normalmente a espessura de uma laje maciça varia entre 0,12 metros e 0,30 metros.

## 2.3.2. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

### 2.3.2.1. Estado Limite Último

Todas as armaduras de flexão numa laje são determinadas por metro de largura, isto é, como se a base tivesse 1 metro de largura, sendo a altura igual à espessura determinada no pré-dimensionamento.

Relativamente ao esforço transversal, nas lajes as cargas verticais são transmitidas aos apoios criando o chamado efeito de arco representado na figura 2.7 [5].

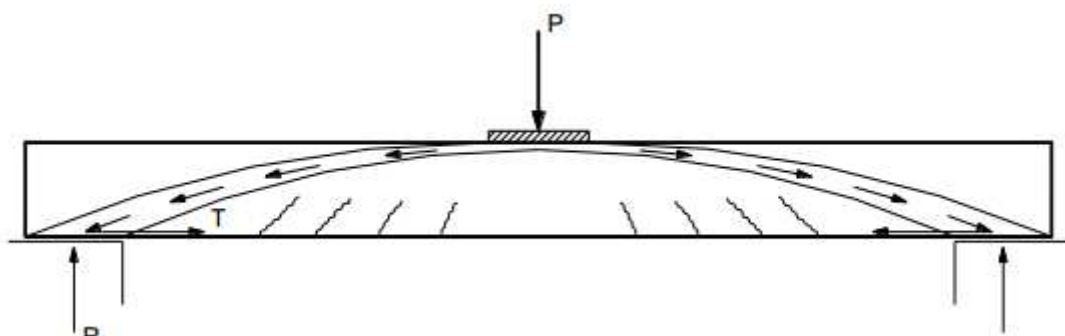


Fig. 2.7 – Efeito de Arco [5]

A verificação ao Estado Limite Último de esforço transversal é feita de acordo com o EC2, no parágrafo 6.2.2..

### 2.3.2.2. Estado Limite de Utilização

Relativamente à verificação do estado limite de fendilhação esta pode ser feita de duas formas [5]:

- Forma direta: que consiste no cálculo da abertura das fendas e respetiva comparação com os valores admissíveis;
- Forma indireta: que segundo o EC2 consiste em adotar uma armadura mínima ou impor limites ao diâmetro máximo dos varões e/ou ao seu afastamento máximo (Quadro 7.2 e 7.3 do EC2).

Quadro 2.1 – Quadro 7.2. do EC2

Tensão no aço <sup>2</sup> [MPa]	Diâmetros máximos dos varões [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Quadro 2.2 – Quadro 7.3. do EC2

Tensão no aço <sup>2</sup> [MPa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

No caso da verificação ao estado limite de deformação, este também é feito de duas maneiras [5]:

- **Forma direta:** que é feita pelo cálculo da flecha a longo prazo e sua comparação com valores admissíveis. O Método dos Coeficientes Globais é um exemplo possível para determinar o cálculo da flecha;
- **Forma indireta:** que conforme o EC2, o cálculo da flecha pode ser ignorado, mas para isso é necessário que sejam respeitados os limites da relação vão/altura útil ( $l/d$ ) que se encontra no quadro 7.4.N do EC2. Além disso é importante ter em conta na interpretação desse quadro que:
  - Em geral, os valores indicados são conservativos, sendo possível os cálculos revelarem que podem ser utilizados elementos menos espessos;
  - Em betão fracamente solicitado a condição é  $\rho < 0,5 \%$ , sendo na maioria das vezes admitido que as lajes são fracamente solicitadas; Em peças fortemente solicitadas, a condição é  $\rho > 1,5 \%$ ;
  - Para lajes vigadas em duas direcções, a verificação terá que ser efectuada em relação ao menor vão; No caso de lajes fungiformes é para o maior vão.

Quadro 2.3 – Quadro 7.4.N do EC2

Sistema estrutural	K	Betão fortemente solicitado $\rho = 1,5\%$	Betão levemente solicitado $\rho = 0,5\%$
Viga simplesmente apoiada, laje simplesmente apoiada armada numa ou em duas direcções	1,0	14	20
Vão extremo de uma viga contínua ou de uma laje contínua armada numa direcção ou de uma laje armada em duas direcções contínua ao longo do lado maior	1,3	18	26
Vão interior de uma viga ou de uma laje armada numa ou em duas direcções	1,5	20	30
Laje sem vigas apoiada sobre pilares (laje fungiforme) (em relação ao maior vão)	1,2	17	24
Consola	0,4	6	8

**Nota 1:** Em geral, os valores indicados são conservativos, podendo frequentemente o cálculo revelar que é possível utilizar elementos mais esbeltos.  
**Nota 2:** Para lajes armadas em duas direcções, a verificação deverá ser efectuada em relação ao menor vão. Para lajes fungiformes deverá considerar-se o maior vão.  
**Nota 3:** Os limites indicados para lajes fungiformes correspondem para a flecha a meio vão a uma limitação menos exigente do que a de vão/250. A experiência demonstrou que estes limites são satisfatórios.

## 2.4. ESCORAMENTO EM LAJES MACIÇAS

Para se realizar a betonagem das vigas e das lajes com sucesso é preciso montar, além da cofragem, o respetivo escoramento.

Segundo o dicionário de língua portuguesa e no âmbito da construção, escoramento significa “peça de madeira ou metal que ampara ou sustem outra pouco segura”.

O escoramento é um sistema que tem como função suportar o peso do pavimento enquanto o betão não seca e adquire a resistência pretendida.



O escoramento assume um papel muito importante na obra e por isso mesmo existem engenheiros especializados em fazer projetos do escoramento. Nesse projeto são apresentados os desenhos que contêm a informação necessária aquando a implementação do escoramento na obra. A informação a elaborar inclui as distâncias e cotas, as peças que devem ser usadas e as orientações importantes para uma montagem com segurança.

Na sua montagem, o principal passo a realizar para uma correta execução de estruturas de edifícios é seguir à risca o projeto de escoramento fornecido à obra, porque a colocação de acordo com o projetado evita a fissuração do betão. Esta fissuração ocorre devido às lajes e às vigas estarem predispostas a ações ainda numa fase inicial, antes do endurecimento do betão, quando estas não se encontram em condições para suportar essas ações [20].

É fácil compreender a grande importância do escoramento numa obra. No entanto, deve também atender-se ao seu custo que pode ser elevado caso a zona a escorar esteja a grande altura.

#### 2.4.1. ELEMENTOS CONSTITUINTES DO ESCORAMENTO

O escoramento é normalmente composto por [21]:

- Suporte: Escoras ou prumos (com e sem cabeça);
- Trama: Vigas principais e vigas secundárias;
- Acessórios: Peças que unem, posicionam e ajustam os anteriores, como as diagonais e as travessas.

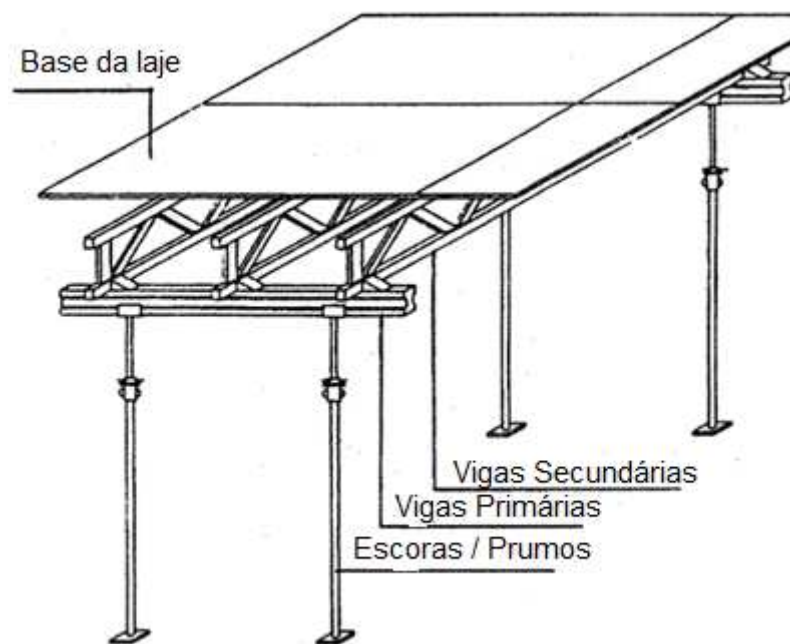


Fig. 2.8 – Sistema de escoramento

#### 2.4.2. TIPOS DE ESCORAMENTOS

Os materiais utilizados na construção de prumos são [21]:

- Madeira:
  - Madeira Bruta: sendo normalmente na forma de troncos de eucalipto. Este sistema é muito rudimentar, o nivelamento não é rigoroso, apesar de ser um material de baixo custo e facilmente encontrado.

A figura 2.9 mostra um sistema de escoramento feito de troncos de madeira.



Fig. 2.9 – Escoramento feito com troncos de madeira

- Madeira Serrada: são peças de madeira padronizadas e já com encaixes. Tem a vantagem do baixo custo e da disponibilidade. As suas desvantagens são o facto de o seu uso estar restrito a uma única obra e o seu nivelamento ser feito por meio de cunhas. A figura 2.10 mostra o escoramento transversal de vigas feito com madeira serrada.



Fig. 2.10 – Escoramento feito com madeira serrada

- Metal:

O escoramento metálico é maioritariamente composto por peças de aço ou de alumínio. As suas principais características são a flexibilidade, ajustes muito precisos, resistência, uniões e encaixes simples. Na atualidade existem diversas empresas especializadas na sua venda ou aluguer. Muitas dessas empresas, além de fornecerem o equipamento para executar o escoramento, disponibilizam também o projeto que se adequa a cada obra. A figura 2.11 mostra um sistema de escoramento metálico, mais precisamente feito com torres [21].



Fig. 2.11 – Escoramento metálico, torres

#### 2.4.3. PASSOS DA EXECUÇÃO DO ESCORAMENTO

De uma forma geral, a execução do escoramento em lajes e vigas processa-se seguindo as seguintes etapas [21]:

- Verificar no projeto a sequência correta de montagem;
- Verificar se as proteções da periferia foram instaladas no perímetro da área de trabalho;
- Certificar se os equipamentos de travamento e escoramento estão disponíveis e em condições de uso.
- Verificar o alinhamento e o espaçamento das escoras;
- Analisar o estado dos prumos das escoras;
- Verificar o nivelamento dos fundos das vigas e das lajes;
- Confirmar a imobilidade das escoras;
- Verificar o apoio das escoras principalmente quando os trabalhos são feitos sobre solo irregular.
- No caso das lajes, analisar as contra-flechas, quando solicitado no projeto.



A figura 2.12 mostra um sistema de escoramento numa obra.



Fig. 2.12 – Escoramento de uma laje [20]

Como já foi referido, a implantação das escoras deve estar de acordo com o projeto de escoramento e para isso deve ser verificado em obra o alinhamento das escoras e o espaçamento entre elas. A figura 2.13 mostra um operário ao lado do equipamento necessário para garantir o alinhamento das escoras.



Fig. 2.13 – Operário a executar a montagem e verificação do escoramento [20]

Por fim, depois de terem sido colocadas todas as escoras, é importante verificar a imobilidade das mesmas e a fixação nos painéis, vigas principais e vigas secundárias. A figura 2.14 mostra um operário a verificar a imobilidade da escora.



Fig. 2.14 – Operário a verificar a imobilidade da escora [20]



# 3

## PRÉ-FABRICAÇÃO

### 3.1. A PRÉ-FABRICAÇÃO. HISTÓRIA

A evolução da engenharia civil esteve sempre associada à evolução humana.

Vestígios das primeiras grandes civilizações mostram que estas se apoiaram em grandes obras para melhorar o seu nível de vida. Um dos melhores exemplos foi a criação dos aquedutos no tempo do Império Romano, que permitiram levar água para zonas mais distantes dos rios.

Podemos afirmar que foi na tentativa de melhorar as condições de vida dos seres humanos que a engenharia civil se tornou naquilo que é nos dias de hoje.

Ao longo desse grande caminho ela atravessou uma série de mudanças para se adaptar às novas exigências. De forma gradual os trabalhos exercidos pelo Homem e pelos animais foram substituídos pelo uso de máquinas e aparelhos eletrónicos e o ramo da construção civil foi-se ajustando à evolução industrial, ao avanço tecnológico e às crises financeiras.

Segundo Vasconcellos (2002), não é possível precisar a data em que se começou a utilizar elementos pré-fabricados de betão. Já Salas (1988) afirma que a evolução do betão pré-fabricado teve as seguintes etapas [30]:

1. De 1950 a 1970: devido à extrema necessidade de construir, após a devastação da II grande guerra, surgem as primeiras aplicações de elementos pré-fabricados. Este período caracterizou-se pela construção de habitações, escolas, hospitais, edifícios industriais e pontes. Nesta altura, e também devido à II Guerra Mundial, os recursos para construir eram escassos nascendo a ideia de racionalização de recursos na construção civil. Assim, após a guerra os sistemas pré-fabricados representavam a tecnologia dominante, pois procurava-se na construção civil os mesmos ideais praticados na indústria, ou seja, produzir em série.
2. De 1970 a 1980: ocorreram alguns acidentes nos edifícios construídos com grandes painéis pré-fabricados. Isso levou à descreditação social deste tipo de edifícios e a uma profunda revisão da utilização de grandes elementos pré-fabricados. Ocorreu desta forma o declínio do uso deste tipo de solução construtiva.
3. Após 1980: houve uma consolidação do mercado da pré-fabricação tendo evoluído até aos dias de hoje.

Em Portugal, a indústria de elementos pré-fabricados em betão apresentou um crescimento a um ritmo inferior comparativamente ao resto da Europa. Este facto é explicado pelo baixo custo da mão-de-obra. Outra razão possível é por Portugal se encontrar numa zona de elevada sismicidade, e também

devido ao facto de serem exigidas ligações entre os diversos elementos construtivos que requerem um dimensionamento cuidado.

A pré-fabricação de elementos em betão consiste na sua produção prévia, seguindo depois para a obra a construir. Segundo o Eurocódigo 2, um elemento pré-fabricado é o “elemento produzido numa fábrica ou num local outro que não seja o da sua posição final na estrutura, protegido de condições atmosféricas adversas”.

No nosso país a pré-fabricação de elementos em betão tornou-se numa primeira fase mais frequente na construção de pontes, caminhos-de-ferro e auto-estradas. Além disso, também são frequentemente utilizados na construção de infra-estruturas de esgotos e saneamento, nomeadamente canos, caixas de visita e casas de máquinas [11].

Numa segunda fase, surge a sua aplicação na habitação. Nesta área a pré-fabricação surge mais tarde, uma vez que o betão é pouco atrativo esteticamente. Mas a aplicação de novos revestimentos e a evolução do betão pré-fabricado com elementos decorativos levou à sua inserção na construção de habitações [11].

Em Portugal, existe a Associação Nacional dos Industriais de Pré-fabricação em Betão (ANIPB), uma associação sem fins lucrativos, criada em 1975 e que em 1991 foi reconhecida pelo Instituto Português da Qualidade, como Organismo de Normalização Sectorial, no domínio dos produtos pré-fabricados de betão [34]. A ANIPB tem como principal objetivo o estudo, a análise, o desenvolvimento e a defesa dos interesses dos comerciantes de elementos pré-fabricados em betão.

### **3.2. ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS**

No ramo da construção civil é possível encontrar um conjunto de diversos produtos pré-fabricados como sapatas, pilares, vigas, asnas, lajes, escadas e painéis. A figura 3.1 mostra um edifício com esses mesmos produtos.

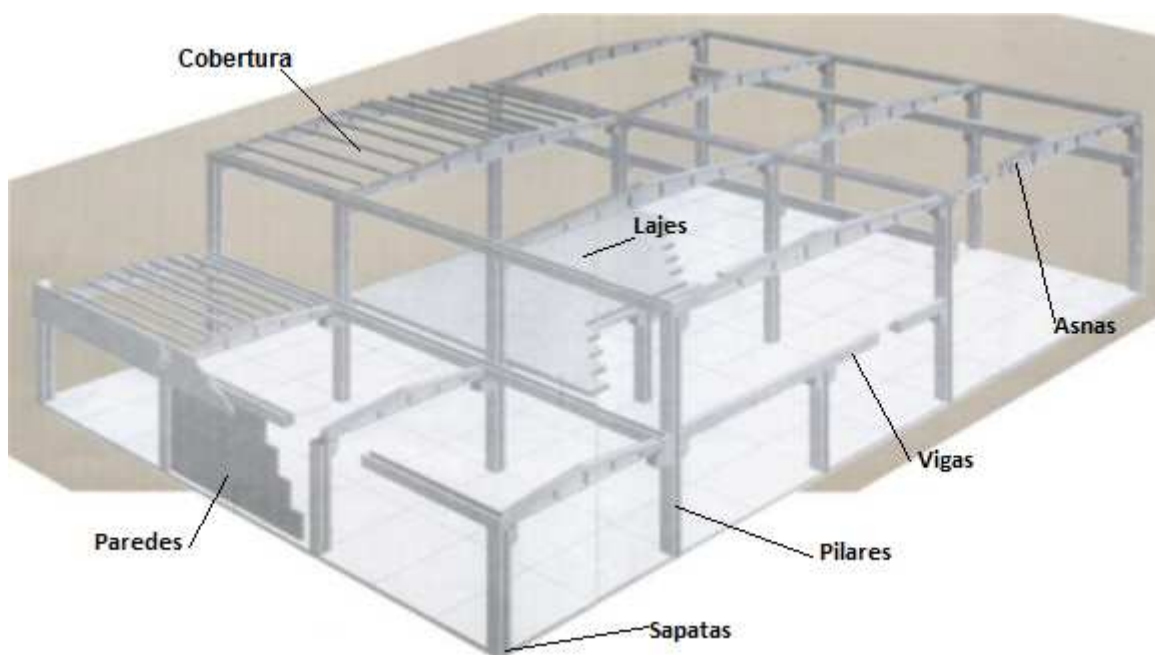


Fig.3.1 – Produtos Pré-Fabricados [13]



### 3.2.1. VANTAGENS DA PRÉ-FABRICAÇÃO

Ao longo dos anos assistiu-se a um aumento da competitividade no ramo da construção civil, obrigando as empresas a se adaptarem às novas exigências, evoluindo tecnologicamente. Surge assim a Pré-fabricação, um novo processo construtivo que consegue aglomerar uma série de vantagens.

Se compararmos os métodos tradicionais de construção de edifícios com o uso de elementos de betão pré-fabricados, conseguimos enumerar uma série de vantagens associados ao uso da pré-fabricação. São elas:

- Menor tempo de construção:

A utilização de betão pré-fabricado leva a uma significativa redução dos prazos da conclusão de uma obra. Isto é facilmente explicado, uma vez que não é contabilizado o tempo de cura do betão. Além disso, a inexistência de atrasos devido às más condições meteorológicas ou pelo betão se apresentar em más condições também leva ao aumento da rapidez de conclusão de uma obra.

- Menor mão-de-obra:

O uso de elementos pré-fabricados em betão permite que a mão-de-obra seja menor, pois apenas são necessários trabalhadores para realizar a montagem. A produção do betão propriamente dita, mais a colocação e cura, que são necessárias no uso de betão produzido em obra, são realizadas na fábrica de pré-fabricados.

- Melhor controlo da qualidade:

A garantia da qualidade na fabricação assume quatro pontos:

- Mão-de-obra;
- Instalações e equipamentos da fábrica;
- Matéria-prima e processos de fabrico;
- Controlo de qualidade na execução.

Torna-se bastante fácil perceber que, garantir a qualidade de um elemento elaborado numa fábrica por pessoas com formação e constantemente inspecionado por profissionais, permite adquirir uma melhor qualidade em relação ao betão produzido em obra. Este é na maior parte das vezes produzido por trabalhadores sem conhecimentos e sem nenhum encarregado responsável que possa inspecionar todas as etapas que envolvem a produção de estruturas de betão em obra.

A manutenção das instalações e dos equipamentos, realizada nas fábricas contribui para o aumento da qualidade dos seus produtos, não esquecendo também a qualidade da matéria-prima. Neste caso são utilizados betões com características mecânicas e com durabilidade superiores às usadas nas construções tradicionais, levando a resultados com uma maior qualidade e longevidade.

- Construção menos agressiva ao meio ambiente:

Cada vez mais a preservação do meio ambiente é fundamental.

A maioria das atividades realizadas na construção civil gera impactos desfavoráveis para o meio ambiente, como o consumo de energia, a utilização não racional dos recursos, poluição, barulho e desperdício durante a produção.

Assim, o uso de betão pré-fabricado apresenta-se como uma alternativa bastante fiável que permite a redução de muitos dos índices agressivos para o meio ambiente.

Em suma, obras que recorrem a betão pré-fabricado assumem-se economicamente mais vantajosas em relação às que utilizam as soluções tradicionais, uma vez que exigem um menor número de mão-de-obra e um menor prazo para conclusão de uma obra. Mas, apesar de se apresentar com uma imagem

positiva a maior parte dos projetistas olham para a pré-fabricação como se fosse apenas uma alternativa técnica das construções de betão feitas no local.

### 3.2.2. DESVANTAGENS DA PRÉ-FABRICAÇÃO

Embora a pré-fabricação proporcione aos utilizadores diversas vantagens, também existe um grupo de desvantagens associadas ao uso do betão pré-fabricado. São elas:

- Necessidade de meios de elevação mais pesados:  
A montagem das peças de betão pré-fabricado requer uma grua com uma maior capacidade, visto que terá que elevar elementos de dimensões elevadas e com um peso considerável.
- Condicionantes dos meios de transporte:  
O transporte dos elementos pré-fabricados condiciona as dimensões dos mesmos, sendo o transporte geralmente feito em camiões.
- Localização geográfica da obra em relação à fábrica de pré-fabricação:  
A proximidade ou não de uma obra e de uma fábrica de pré-fabricação também condiciona a decisão de uso ou não de elementos pré-fabricados numa construção.
- Condições das vias de comunicação:  
O transporte dos elementos pré-fabricados requer bastantes cuidados para não permitir a criação de fissuras no material. Também no caso de os acessos à obra a construir apresentarem más condições, a decisão de utilização deste tipo de solução é automaticamente anulada.

### 3.3. DIFERENTES TIPOS DE LAJES PRÉ-FABRICADAS

No presente trabalho, a autora apenas se debruçou sobre o estudo de lajes pré-fabricadas. Dentro desse grupo existem diversos tipos de lajes. Os dois principais tipos são os seguintes:

- Lajes com vigotas pré-esforçadas;
- Pré-lajes.

Nos subcapítulos seguintes é feita uma breve apresentação dos dois tipos de elementos de betão pré-fabricado usados para a construção de lajes.

#### 3.3.1. LAJES COM VIGOTAS PRÉ-ESFORÇADAS

As lajes aligeiradas são compostas por vigotas de betão pré-esforçado e blocos de cofragem que podem ser de betão ou cerâmicos [28]. As vigotas de betão pré-esforçado são materiais de betão pré-fabricados que sofreu pré-esforço, com fios de aço aderentes que constituem a armadura [28]. A figura 3.2 mostra uma vigota de betão pré-esforçado. Na figura 3.3 pode-se ver uma laje aligeirada composta por vigotas pré-esforçadas.



Fig. 3.2 – Vigota pré-esforçada [28]



Fig. 3.3 – Laje aligeirada [29]

As lajes aligeiradas são habitualmente utilizadas na construção de pavimentos de habitação [13].

Esta solução não dispensa por completo a necessidade de escoramento.

Atualmente existe outro tipo de vigotas, as chamadas vigotas com treliças metálicas. A figura 3.4 mostra um exemplo desse tipo de vigotas pré-fabricadas.

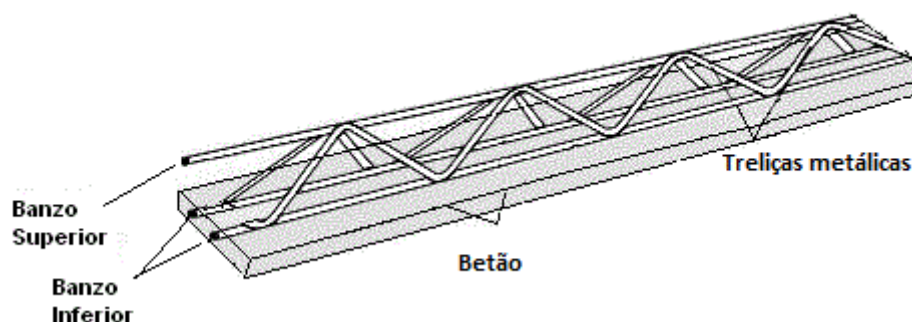


Fig. 3.4 – Vigota com treliças metálicas

### 3.3.2. PRÉ-LAJES

As pré-lajes “oferecem muitas vantagens como a ausência de escoramentos, a rapidez na construção, as faces inferiores bem acabadas, o alto desempenho mecânico, os grandes vãos, durabilidade, etc.” (Acker, 2002).

No caso do projeto em estudo, um auditório com uma elevada altura, a utilização de uma pré-laje torna-se bastante aliciente porque deixa de haver necessidade de escoramento, ou seja, usar pré-lajes autoportantes, dispensando a necessidade de escoramento.

Existem uma grande variedade no mercado de pré-lajes: pré-lajes alveolares, pré-lajes nervuradas, pré-lajes com treliças metálicas.

### 3.3.2.1. Pré-lajes Alveolares

As lajes alveolares, como o próprio nome indica, possuem alvéolos vazios, longitudinais e que têm como principal objetivo reduzir o peso próprio da pré-laje. Na sua montagem, elas são colocadas lado a lado e geralmente apresentam 1,2 metros de largura e comprimento até 20 metros (Acker, 2002).

São pré-lajes que sofreram pré-esforço em pré-tensão.

A figura 3.5 apresenta uma pré-laje alveolar.



Fig.3.5 – Pré-laje alveolar

Durante a sua produção, os alvéolos são moldados longitudinalmente e na mesma direção são colocados fios pré-tensionados, sendo a única armadura das pré-lajes alveolares.

O facto de poderem dispensar a colocação de betão “*in situ*” é uma vantagem especial deste tipo de pré-lajes. Mas isto não é certo, pois há casos em que pode ser necessário cobri-las com betão para poder adquirir um melhor acabamento da laje, aumento da rigidez e resistência. Essa camada de betão também poderá servir para cobrir a armadura resistente aos momentos fletores negativos [8].

A figura 3.6 mostra uma pré-laje alveolar com uma camada de betão armado na sua superfície, colocada em obra.



Fig. 3.6 – Pré-laje alveolar com betão armado colocado “*in situ*”

Este tipo de lajes são essencialmente usadas na construção industrial e comercial, estacionamentos e estádios de futebol. Também devido às condições favoráveis de custos e na rapidez de execução, são muitas vezes usadas na construção de apartamentos e de residências.

### 3.3.2.2. Pré-lajes nervuradas

As pré-lajes nervuradas são compostas por uma fina camada e por finas nervuras, ambas de betão armado. São muito usadas em lajes de grande vão. A figura 3.7 mostra um pré-laje nervurada, mais conhecida por laje de duplo T.



Fig. 3.7 – Pré-laje nervurada, duplo T [8]

De modo a evitar o consumo de betão e reduzir o peso próprio da estrutura, são colocados blocos de EPS entre as nervuras, como mostra a figura 3.8.

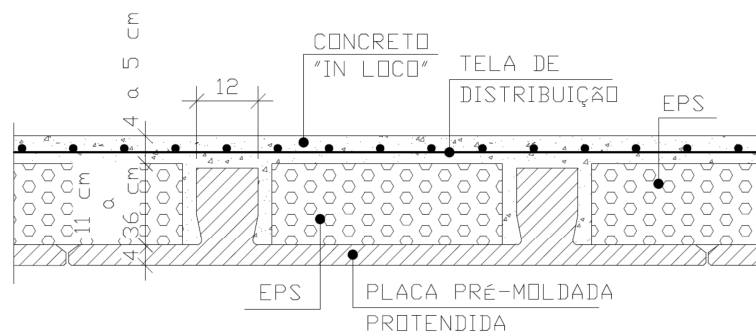


Fig. 3.8 – Detalhe de uma pré-laje nervurada [6]

### 3.3.2.3. Pré-lajes com Treliças Metálicas

Estas pré-lajes são formadas por uma camada fina de betão e várias treliças metálicas. A figura 3.9 mostra os constituintes deste tipo de lajes pré-fabricadas.



Fig. 3.9 – Pré-laje com treliças metálicas [35]

Essas treliças metálicas apresentam como funções equilibrar a laje na fase de execução, resistência ao corte, e também permitir a aderência entre a interface dos dois betões com idades diferentes.

É este tipo de lajes pré-fabricadas que foram utilizadas na construção de edifício em estudo. Elas apresentam uma série de vantagens face aos pisos tradicionais, como [13] e [35]:

- Possibilitam a execução de lajes armadas em uma ou duas direções;
- Dispensam o uso de uma cofragem contínua;
- Requerem um menor número de mão-de-obra;
- Menor quantidade de armadura e betão a colocar em obra;
- Auto-portantes, levando à dispensa do uso de escoramento;
- Elevado controlo da qualidade do betão e do aço utilizados;
- Garantem um bom contraventamento às ações sísmicas.

Apesar disso também existe uma série de desvantagens [13]:

- Necessidade de equipamento adequado ao seu manuseamento;
- Cuidado no seu manuseamento, para evitar vibrações e ações mecânicas;
- Cuidados particulares na ligação da pré-laje ao betão complementar.

As treliças apresentam diversas funções, como [33]:

1. O varão longitudinal superior tem várias funções no conjunto da treliça que são, garantir rigidez ao resto do grupo, colaborar como armadura resistente ao momento fletor negativo e como armadura de compressão durante a montagem e a betonagem;
2. Os varões diagonais colaboram como armadura resistente à força cortante e também promovem a perfeita coesão entre o betão da pré-laje e o betão de compressão betonado “*in situ*”;
3. Os varões longitudinais inferiores colaboram como armadura que resiste aos momentos fletor positivo.

### **3.4. APLICAÇÃO DE LAJES PRÉ-FABRICADAS**

A colocação das lajes pré-fabricadas deve seguir a seguinte linha de raciocínio [13]:

1. Colocar e nivelar as fiadas de escoramento juntos aos apoios e na zona central das pré-lajes, no sentido transversal;
2. Colocar as pré-lajes juntas;
3. Montar os escoramentos complementares que são necessários, em função do vão e da espessura total do pavimento e das sobrecargas resultantes da execução;
4. Colocar as armaduras do pavimento sobre os apoios e as armaduras sobre as juntas entre pré-lajes, para melhorar a solidarização das pré-lajes;
5. Limpar e molhar a superfície superior das pré-lajes com um jacto de água para evitar dessecação e melhorar a aderência do betão complementar;
6. Lançar, espalhar, regularizar e compactar o betão complementar;
7. Controlar a humidade do betão em obra durante os primeiros dias de cura, por meio de rega;
8. Tratar as juntas e a superfície inferior das pré-lajes em função do material de revestimento a aplicar, depois da remoção do escoramento, tendo sempre em conta os prazos mínimos regulamentares.



A figura 3.10 mostra o escoramento referido no ponto 1.



Fig. 3.10 – Escoramento de Pré-lajes [13]

A figura 3.11 mostra a colocação de betão complementar.



Fig. 3.11 – Colocação do betão complementar [13]





# 4

## DIMENSIONAMENTO - LAJES ESCORADAS

### 4.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA LAJE

Depois da realizada a análise do projeto em estudo é necessário proceder ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Nesta fase são estabelecidas as dimensões que poderão satisfazer as condições exigidas à laje da estrutura.

O edifício é composto por dois pisos; um piso serve de parque de estacionamento (subterrâneo) e o outro piso alberga o auditório. É por isso composto pela laje do pavimento térreo, a laje que serve de pavimento do auditório e a laje de cobertura. A laje do pavimento térreo do parque de estacionamento não será dimensionada porque os esforços que aí atuam são absorvidos pelo solo, não interferindo no estudo realizado. A figura 4.1 mostra o corte do edifício.

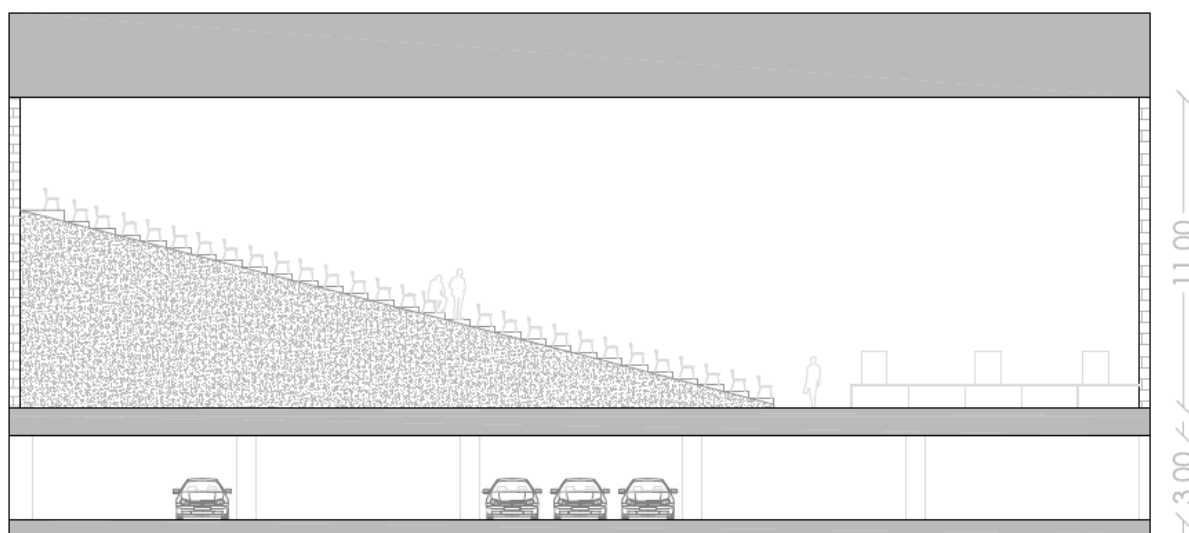


Fig. 4.1 – Corte do auditório de conferências

A cobertura e o pavimento são compostos por diversas lajes, lajes maciças apoiadas num reticulado de vigas. A figura 4.2 mostra as lajes que compõem a cobertura do edifício. A figura 4.3 mostra as lajes do pavimento do auditório.

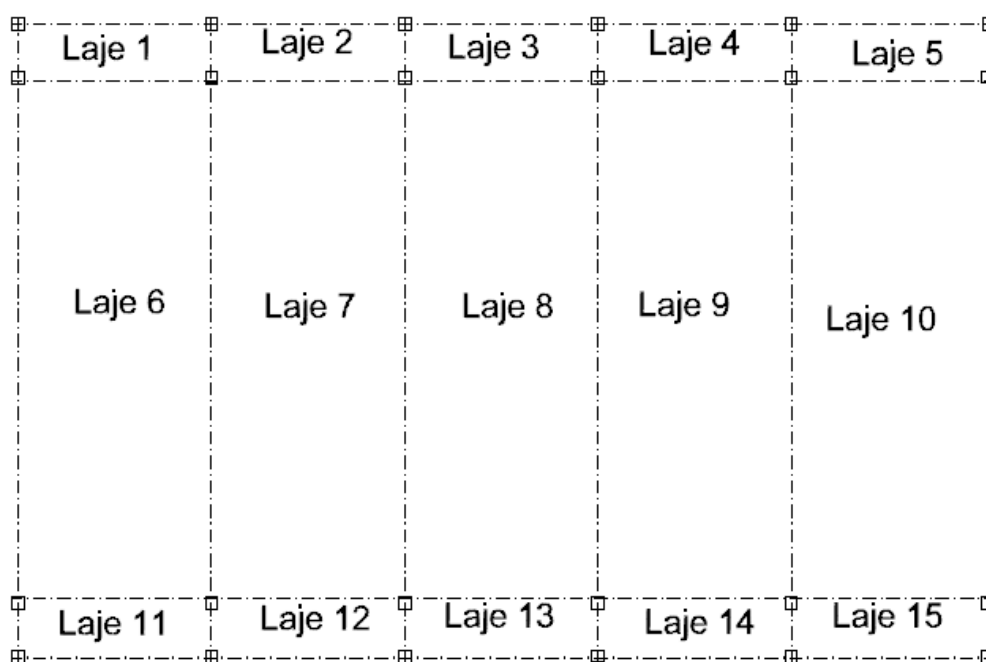


Fig. 4.2 – Lajes da Cobertura

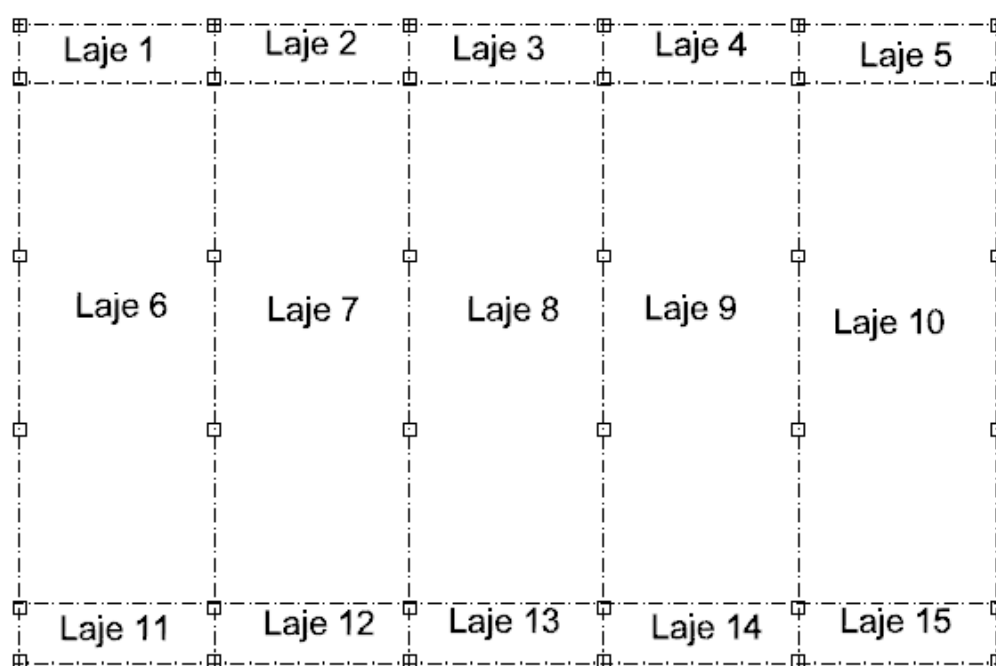


Fig. 4.3 – Lajes do Pavimento

A única diferença entre a cobertura e o pavimento é o número de pilares que suportam as lajes, sendo no caso do pavimento que existe um maior número de pilares a suportarem as lajes constituintes.

A área total de lajes é de  $40 \times 26 \text{ m}^2$  ou seja de cerca de  $1040 \text{ m}^2$ .

Elas apresentam dimensões diferentes. O quadro 4.1 resume os comprimentos dos vãos das 15 lajes da cobertura. Nesse mesmo quadro, o lado X é referente aos comprimentos das lajes no sentido horizontal e o lado Y no sentido vertical (ver figuras 4.2 e 4.3).

Quadro 4.1 – Comprimentos das lajes da cobertura

Nº da laje	Lado X (m)	Lado Y (m)
Laje 1	7,9	2,35
Laje 2	7,9	2,35
Laje 3	7,9	2,35
Laje 4	7,9	2,35
Laje 5	8,05	2,35
Laje 6	7,9	21,2
Laje 7	7,9	21,2
Laje 8	7,9	21,2
Laje 9	7,9	21,2
Laje 10	8,05	21,2
Laje 11	7,9	2,4
Laje 12	7,9	2,4
Laje 13	7,9	2,4
Laje 14	7,9	2,4
Laje 15	8,05	2,4

O critério utilizado pela autora para pré-dimensionar as lajes foi resultante do estado limite de deformação, uma vez que uma estrutura ou elemento estrutural não deve ter o seu funcionamento ou aspecto prejudicado pela deformação. Esse critério define que é necessário estabelecer valores limite tendo sempre em conta, por exemplo, qual a natureza da utilização (EC2, capítulo 7).

Para o caso apresentado, esse critério rege-se pela fórmula 4.1.

$$\frac{l}{d} \leq 26 \quad (4.1)$$

$$d \leq \frac{l}{26}$$

Visto que, segundo o Quadro 7.4.N do EC2 (ver quadro 2.3 do presente trabalho) para betão levemente solicitado, no caso de lajes armadas em duas direções, o valor básico da relação entre vão/altura ( $l/d$ ) é de 26.

Este critério é determinado para o vão da laje ( $l$ ) de menor comprimento. O quadro 4.2 apresenta os resultados para altura da laje ( $d$ ) tendo em conta a fórmula 4.1 e o vão de menor comprimento de cada laje.

Quadro 2.2 – Altura das diferentes lajes da cobertura

Nº da laje	$l$ menor (m)	$l / 26$ (m)
Laje 1	2,35	0,09
Laje 2	2,35	0,09
Laje 3	2,35	0,09
Laje 4	2,35	0,09
Laje 5	2,35	0,09
Laje 6	7,9	0,30
Laje 7	7,9	0,30
Laje 8	7,9	0,30
Laje 9	7,9	0,30
Laje 10	8,05	0,31
Laje 11	2,4	0,09
Laje 12	2,4	0,09
Laje 13	2,4	0,09
Laje 14	2,4	0,09
Laje 15	2,4	0,09

Por visualização do quadro 4.2 podemos ver que os valores para as alturas das lajes variam entre 0,09 m, 0,30m, sendo que a laje 10 que apresenta um valor de 0,31m. Por simplificação adotou-se a altura de todas as lajes igual a 0,30 metros. A laje do pavimento apresenta a mesma altura.

## 4.2. AÇÕES

No cálculo existem dois tipos de ações a contabilizar, as ações permanentes ( $G$ ) e as ações variáveis ( $Q$ ). De acordo com o Eurocódigo 0, o primeiro caso corresponde a todas as ações com uma elevada probabilidade de atuar durante um determinado período de referência, sem alteração da sua intensidade e sempre no mesmo sentido. As ações variáveis são as ações que variam de intensidade no tempo e não ocorrem sempre no mesmo sentido.

São seguidamente apresentadas as ações  $G$  e as ações  $Q$ , correspondentes ao projeto em estudo.

### 4.2.1. AÇÕES PERMANENTES

Dentro das ações permanentes são incluídas, normalmente, as seguintes ações:

- O peso próprio dos elementos estruturais (lajes, vigas, pilares) - PP;
- As restantes cargas permanentes (paredes e revestimentos) – RCP.

#### 4.2.1.1. Pavimento

O peso próprio das lajes é calculado pela fórmula 4.2.

$$PP_{laje} = h_{laje} \times \gamma \quad (4.2)$$

Onde:

$h_{laje}$  – espessura da laje (m);

$\gamma$  - peso volúmico (KN/m<sup>3</sup>) do material.

Sendo o peso volúmico do betão armado e pré-esforçado de 25 KN/m<sup>3</sup> (EC1) e a espessura da laje de 0,30 metros (calculado em 4.1.), o seu peso próprio é:

$$PP_{laje} = 0,30 \times 25 = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

Os valores das RCP's correspondentes ao revestimento são calculados pela fórmula 4.3.

$$RCP_{revestimento} = h_{revestimento} \times \gamma \quad (4.3)$$

Atribuindo um revestimento de 0,06 m, o RCP correspondente ao revestimento da laje do pavimento é de:

$$RCP_{revestimento,pavimento} = 0,06 \times 25 = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

No que diz respeito às paredes divisórias ou interiores (fórmula 4.4), as cargas por elas originadas também devem ser contabilizadas. Para isso, o artigo 15º do Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) diz que para o caso de compartimentos destinados a utilização de carácter coletivo de média concentração (salas de espetáculos com cadeiras fixas), o peso próprio das paredes divisórias deve ser multiplicado por 0,30. Isto serve para que o peso das paredes interiores se assimile a uma carga uniformemente distribuída em todo o pavimento, com valores característicos por metro quadrado.

$$RCP_{paredes interiores} = 0,30 \times h_{parede} \times PP_{parede} \quad (4.4)$$

A parede interior apresenta uma espessura de 0,20 metros. É composta por alvenaria de blocos cerâmicos com peso volúmico de 12 KN/m<sup>3</sup>. Logo o seu peso próprio por metro quadrado é de:

$$PP_{parede interior} = 12 \times 0,20 = 2,4 \text{ KN/m}^2$$

A altura da parede do auditório é de 11 metros e nestas condições a RCP<sub>paredes interiores</sub> é de:

$$RCP_{paredes interiores} = 0,30 \times 11 \times 2,4 = 7,9 \text{ KN/m}^2$$

Para o caso das paredes exteriores, estão serão contabilizadas como uma carga linear. Foi admitido que elas apresentam um peso próprio de 4 KN/m<sup>2</sup>, logo a RCP<sub>paredes exteriores</sub> é de:

$$RCP_{paredes exteriores} = 11 \times 4,0 = 44,0 \text{ KN/m}$$

Para o peso próprio da estrutura de apoio das cadeiras foi arbitrado um valor de 1,5 KN/m<sup>2</sup>.

No total as RCP's são:

$$RCP_{pavimento} = 7,9 + 1,5 + 1,5 = 10,9 \approx 11,0 \text{ KN/m}^2$$

O quadro 4.3 apresenta o resumo de todos os valores calculados.

Quadro 4.3 – Ações Permanente no Pavimento

Elemento	Ação Permanente
$PP_{\text{pavimento}}$	$7,5 \text{ KN/m}^2$
$RCP_{\text{pavimento}}$	$11,0 \text{ KN/m}^2$
$RCP_{\text{paredes exteriores}}$	$44,0 \text{ KN/m}$

#### 4.2.1.2. Cobertura

A cobertura também é feita de betão armado e com uma espessura de 0,30 metros, logo o peso próprio é igualmente de  $7,5 \text{ KN/m}^2$ .

Em cima da laje de cobertura está prevista uma camada de forma em betão leve com uma inclinação de 2 %, figura 4.4.



Fig. 4.4 – Pormenor da cobertura (fora de escala)

O seu peso próprio é:

$$PP_{\text{betão leve}} = 0,13 \times 10 = 1,3 \text{ KN/m}^2$$

Onde 0,13 é a altura media (m) e 10 é o peso volúmico do betão leve ( $\text{KN/m}^3$ ).

A cobertura apresenta telas de isolamento que incrementam uma carga de  $0,2 \text{ KN/m}^2$  e a proteção dessas telas e desse isolamento apresentam uma carga de  $1,5 \text{ KN/m}^2$ .

No total as RCP's são:

$$RCP_{\text{cobertura}} = 1,3 + 0,2 + 1,5 = 3 \text{ KN/m}^2$$

Em suma, o quadro 4.4 mostra os valores do PP e da RCP da cobertura.

Quadro 4.4 – Ações Permanente na Cobertura

Elemento	Ação Permanente
$PP_{\text{cobertura}}$	$7,5 \text{ KN/m}^2$
$RCP_{\text{Cobertura}}$	$3,0 \text{ KN/m}^2$

#### 4.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS

No caso das ações variáveis elas incluem:

- Sobrecarga - SOB;
- Ações do vento - W;
- Ações sísmicas - E.

Segundo o EC1, as sobrecargas em edifícios correspondem às ações que resultam da sua ocupação e por isso elas variam com o tipo de ocupação do edifício. No caso em estudo, estamos perante um edifício da categoria C2, zona com assentos fixos. Para este tipo de categoria, o valor da sobrecarga varia entre 3 e 4 KN/m<sup>2</sup>. Para a laje do pavimento do auditório de conferências a sobrecarga atribuída foi de 4 KN/m<sup>2</sup>.

No caso da cobertura, esta é uma cobertura não acessível, exceto para operações de manutenção e reparação, logo corresponde à categoria H. Assim, a laje de cobertura do auditório de conferências tem como sobrecarga 1 KN/m<sup>2</sup>.

As ações do vento e as ações sísmicas (ações horizontais) não serão contabilizadas, uma vez que o objetivo do presente trabalho é a comparação do dimensionamento entre lajes tradicionais e lajes pré-fabricadas. O quadro 4.5 mostra, em resumo, as sobrecargas.

Quadro 4.5 – Ações variáveis- Sobrecargas

Elemento	Sobrecargas
Laje do pavimento	4,0 KN/m <sup>2</sup>
Laje da cobertura	1,0 KN/m <sup>2</sup>

### 4.3. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para verificar a fiabilidade estrutural de um edifício (RSA, artigo 9º) é feita a combinação de ações que podem ocorrer simultaneamente. No estado limite último, a verificação de segurança (quando não envolve perda de equilíbrio e fadiga) consiste em respeitar a fórmula 4.5.

$$S_d \leq R_d \quad (4.5)$$

Onde:

$S_d$  – Valor de cálculo do esforço atuante;

$R_d$  – Valor de cálculo do esforço resistente.

Para calcular o valor de cálculo do esforço atuante no edifício, para combinações fundamentais, é usada a fórmula 4.6.

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \times S_{Gik} + \gamma_q \left[ S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times S_{Qjk} \right] \quad (4.6)$$

Em que:

$S_{Gik}$  – Esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o valor característico;

$S_{Q1k}$  – Esforço resultante da ação variável considerada como ação de base da combinação, tomada com o seu valor característico;

$S_{Qjk}$  – Esforço resultante de uma ação variável distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{gi}$  – Coeficiente de segurança relativo às ações permanentes;

$\gamma_q$  – Coeficiente de segurança relativo às ações variáveis;

$\psi_{0j}$  – Coeficiente correspondente à ação variável.

Segundo a fórmula 4.6, as combinações para o caso em estudo, com os devidos coeficientes, são:

**Combinação 1:**  $1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SOB$

**Combinação 2:**  $1,35 \times (PP + RCP) + 0,7 \times SOB$

**Combinação 3:**  $1,00 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SOB$

**Combinação 4:**  $1,00 \times (PP + RCP) + 0,7 \times SOB$

Só a combinação 1 é que interessa, pelo que só esta é que foi considerada.

#### 4.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS E DOS PILARES

Depois da quantificação das ações, estão reunidas as condições necessárias para pré-dimensionar os restantes elementos estruturais do projeto.

Existe uma ordem para dimensionar os elementos estruturas, iniciando-se pelas lajes, depois as vigas, pilares e por fim as sapatas (caminho “percorrido” pelas forças).

A altura da laje de cobertura e de pavimento determinada no pré-dimensionamento das lajes foi de 0,30 metros (cálculos apresentados em 4.1.). O pré-dimensionamento das vigas e dos pilares é apresentado de seguida.

##### 4.4.1. VIGAS

Em vigas sujeitas a flexão simples o dimensionamento é feito tendo em conta a economia dos materiais [12].

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \cong 0,25 \quad (4.7)$$

Onde:

$\mu$  – Momento reduzido (adimensional);

$M_{sd}$  – Momento atuante de cálculo (KN/m<sup>2</sup>);

$b$  – Base da viga (m);

$d$  – Altura útil (m);

$f_{cd}$  - Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

A fórmula 4.8 é uma simplificação da 4.7, com  $d$  em evidência.

$$d \cong \sqrt{\frac{M_{sd}}{0,25 \times b \times f_{cd}}} \quad (4.8)$$



Onde:

$$d = h - c \quad (4.9)$$

Sendo:

$d$  – Altura útil (m);

$h$  - Espessura da laje (m);

$c$  – Recobrimento (m).

As secções retangulares são as mais usuais e para isso existe a proporção presente na equação 4.10. Esta relação torna-se útil para os casos em que o valor da largura da viga é desconhecido, o que é o nosso caso.

$$b \cong 0,4 d \quad (4.10)$$

Com as equações 4.8 e 4.10, torna-se possível determinar as dimensões da viga, uma vez que resulta a fórmula 4.11.

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{M_{sd}}{0,1 \times f_{cd}}} \quad (4.11)$$

Mas para determinar as dimensões da viga é necessário determinar os momentos atuantes. Isso é possível pela fórmula 4.12.

$$M_{sd} = \frac{P_{sd} \times l^2}{10} \quad (4.12)$$

Onde a carga atuante é determinada pela fórmula 4.13.

$$P_{sd} = 1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SOB \quad (4.13)$$

Para a cobertura o  $P_{sd}$  é de:

$$P_{sd} = 1,35 \times (7,5 + 3) + 1,5 \times 1 = 15,675 \text{ KN/m}^2$$

Para o pavimento o  $P_{sd}$  é de:

$$P_{sd} = 1,35 \times (7,5 + 11 + 44) + 1,5 \times 3 = 90,375 \text{ KN/m}^2$$

Como os  $P_{sd}$  são diferentes para a cobertura e para o pavimento, os momentos atuantes também são diferentes. Além disso as dimensões dos vãos das lajes também são diferentes e, pela fórmula 4.12, podemos ver que o comprimento dos vãos ( $l$ ) influencia os valores dos momentos atuantes e consequentemente as dimensões da secção das vigas.

As vigas têm como função suportar as lajes, encontrando-se apoiadas nos pilares. Pela análise do quadro 4.1 é possível constatar que existe uma gama de diferentes valores para o vão das vigas. Para esses valores foram calculados os momentos atuantes, quadro 4.6. No anexo 1 é possível encontrar todos os cálculos efetuados para determinar as dimensões das vigas.

Quadro 4.6 – Momentos atuantes nas vigas da cobertura

$l$ (m)	$M_{sd}$
7,90	97,82
8,05	101,58
2,35	8,65
21,20	704,50
2,40	9,03

Com o valor dos momentos atuantes do quadro 4.6 tornou-se possível, de acordo com a fórmula 4.11, determinar o valor de  $d$  (m), que corresponde à altura útil. Com os resultados da altura útil da viga, pela fórmula 4.10, são determinados os valores da base das vigas  $b$  (m). O quadro 4.7 apresenta as dimensões da secção das vigas da cobertura para os diferentes valores possíveis de vão ( $l$ ).

Quadro 4.7 – Dimensões da secção das vigas da cobertura

$l$ (m)	$b$ (m)	$h$ (m)
7,90	0,14	0,42
8,05	0,15	0,43
2,35	0,06	0,22
21,20	0,28	0,76
2,40	0,06	0,22

Assim sendo, e por simplificação, para o vão de 21,20 metros a secção da viga é de 0,30x0,75 m<sup>2</sup> e as restantes 0,15x0,45 m<sup>2</sup>.

Para as vigas do pavimento as dimensões são as do quadro 4.8. Todos os cálculos estão apresentados no anexo 4.

Quadro 4.8 - Dimensões da secção das vigas do pavimento

$l$ (m)	$b$ (m)	$h$ (m)
7,90	0,25	0,69
8,05	0,25	0,69
2,35	0,04	0,36
21,20	0,50	1,31
2,40	0,12	0,36

Deste modo, e por simplificação as vigas de 21,20 metros têm uma seção de 0,50x1,35 m<sup>2</sup> e as restantes 0,25x0,70 m<sup>2</sup>. De salientar que estas são dimensões iniciais e não definitivas, sendo necessário um estudo mais profundo no programa *Autodesk Robot* para determinar quais as dimensões das vigas.

#### 4.4.2. PILARES

No caso dos pilares, para dimensionar a secção de betão e de aço “poderemos começar por determinar  $A_c$  admitindo uma percentagem de armadura na secção de cerca de 1%, isto é,  $A_s \approx 0.01 A_c$ .” [12]

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_c + f_{cd}^* \times A_s \Rightarrow A_c = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} + 0,01 \times f_{cd}^*} \quad (4.14)$$

Onde:

$f_{cd}^*$  – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

$f_{yd}$  – valor de cálculo da tensão de rotura à tração do aço das armaduras;

$A_c$  – área da secção transversal em betão armado;

$A_s$  – área da secção da armadura.

Determinou-se aproximadamente o esforço axial que cada pilar suporta, sendo necessário calcular as diferentes áreas de influência de cada uma.

O projeto é composto por 24 pilares no piso 1 (auditório) e 36 pilares no piso 0 (parque de estacionamento). Por esse motivo, a autora resolveu determinar as dimensões dos pilares separadamente.

##### 4.4.2.1. Piso 1 (auditório)

A figura 4.5 ilustra os pilares que suportam as vigas e as lajes da cobertura.

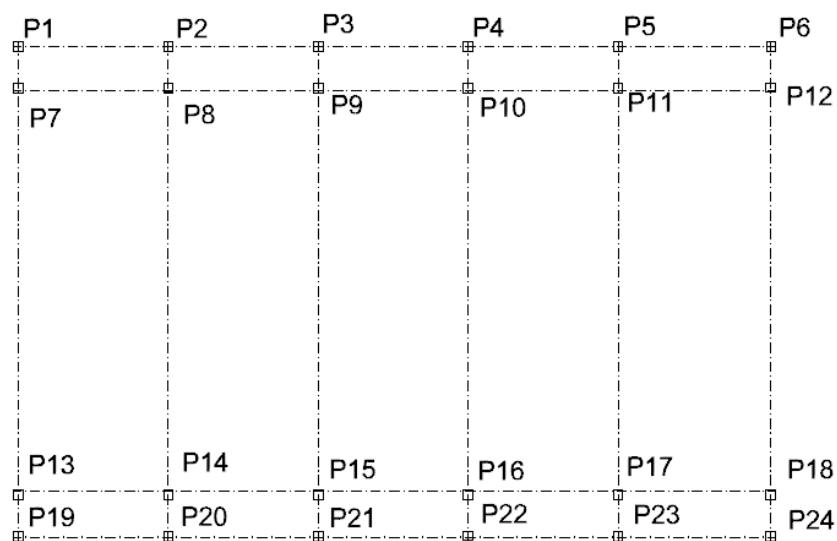


Fig. 4.5 – Pilares que suportam a cobertura

A figura 4.6 mostra o pormenor da divisão da área de influência do pilar 1 (linha a cheio).

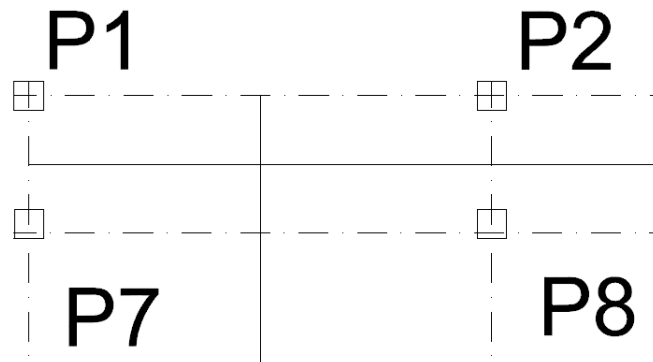


Fig. 4.6 – Área de influência

As áreas foram calculadas com auxílio do programa *Autodesk Autocad 2011*. Essas áreas encontram-se resumidas no quadro 4.1 do anexo 1.

Determinadas as áreas, determina-se o esforço axial em cada pilar. Esse cálculo é feito pela fórmula 4.15.

$$N_{rd} = [1,35 \times (PP + RCP) + 1,5 \times SOB] \times A_{inf} \times n_{pisos} \times 1,1 \quad (4.15)$$

Sendo que:

$A_{inf}$  – Área de influência da laje no pilar ( $m^2$ );

PP – Peso próprio da laje ( $KN/m^2$ );

RCP – Restante carga permanente ( $KN/m^2$ );

SOB – Sobrecarga sobre a laje ( $KN/m^2$ );

$n_{pisos}$  – números de pisos.

O quadro 4.2 do anexo 1 apresenta os valores de  $N_{rd}$  para cada pilar.

Com a fórmula 4.15 e os valores das ações atuantes, determina-se a área da secção de betão dos pilares, (resultados apresentados no quadro 4.3 do anexo 1).

Assumindo que os pilares são quadrangulares, pelas áreas de betão do quadro 4.3 do anexo 4 e pela fórmula 4.16 são determinados os valores dos lados da secção dos pilares presentes no quadro 4.4, incluído no anexo 1.

$$Lado\ pilar\ (m) = \sqrt{Área\ da\ secção\ de\ betão\ do\ pilar\ (m^2)} \quad (4.16)$$

#### 4.4.2.2. Piso 0 (parque de estacionamento)

No piso 0 existem 36 pilares possíveis de visualizar na figura 4.7.

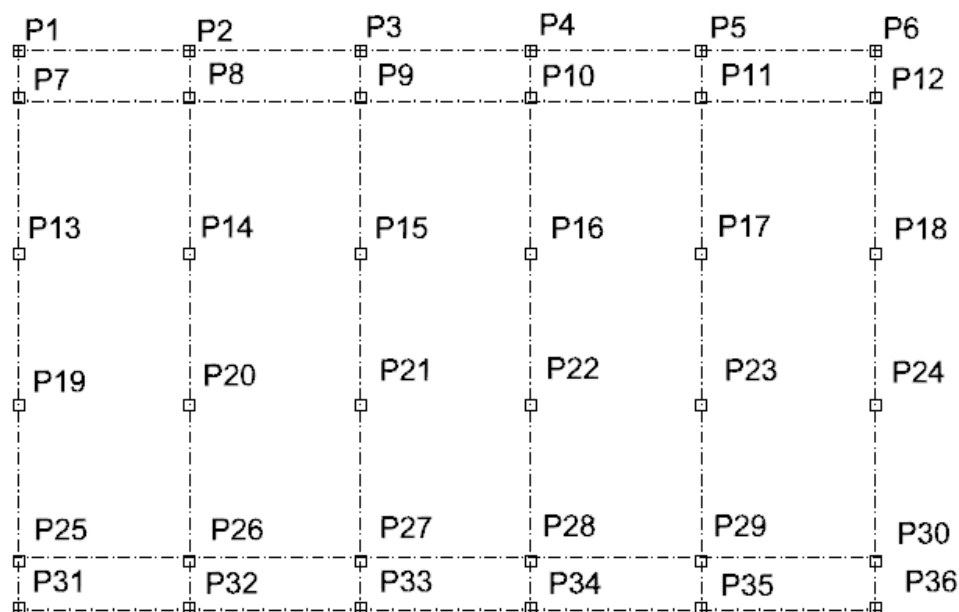


Fig. 4.7 – Pilares que suportam o pavimento do auditório

Todos os cálculos efetuados foram iguais e apresentam-se nos quadros 4.5, 4.6, 4.7 e 4.8 que se encontram no anexo 1.

Em suma, e de forma a simplificar, os pilares que suportam as lajes e vigas dos pavimentos assumem a secção de  $0,60 \times 0,60 \text{ m}^2$  e os pilares que suportam as vigas e as lajes da cobertura apresentam como dimensões, a secção  $0,30 \times 0,30 \text{ m}^2$ .

#### 4.5. DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Depois de feito o pré-dimensionamento, e com o auxílio do programa *Autodesk Robot 2010*, foram analisadas as dimensões dos elementos estruturais resultantes, vendo qual a armadura necessária. Como apareciam valores elevados para a quantidade de armadura foi essencial fazer um ajuste nas seções dos elementos estruturais. Feito esse estudo, as seções das lajes, vigas e pilares apresentam as seguintes dimensões:

- Lajes:  $0,30 \text{ m}$ ;
- Vigas:

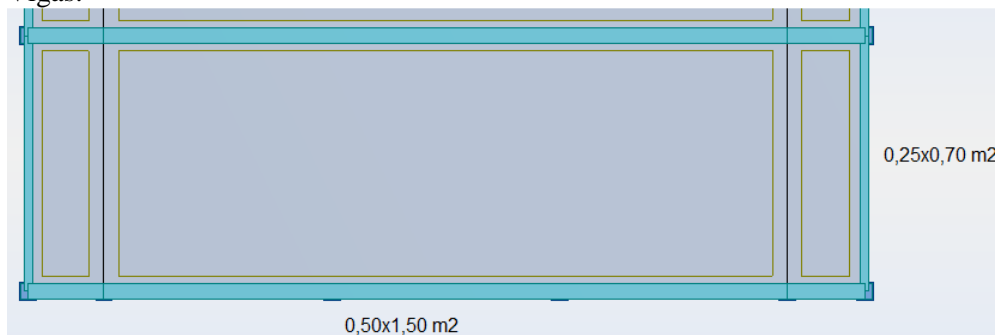


Fig. 4.8 – Vigas, cobertura

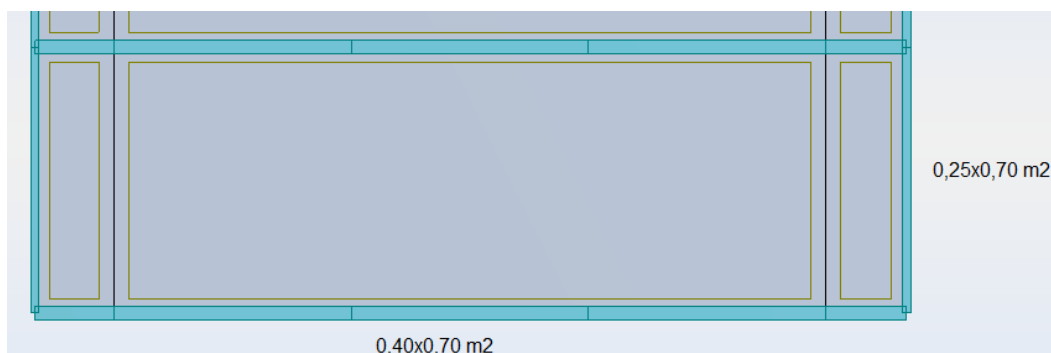


Fig. 4.9 – Vigas, pavimento

- Pilares: P7, P8, P9, P10, P11, P12, P25, P26, P28, P29, P30 apresentam  $0,5 \times 0,60 \text{ m}^2$  e os restantes  $0,50 \times 0,50 \text{ m}^2$ .

A figura 4.10 mostra o edifício com as dimensões finais.

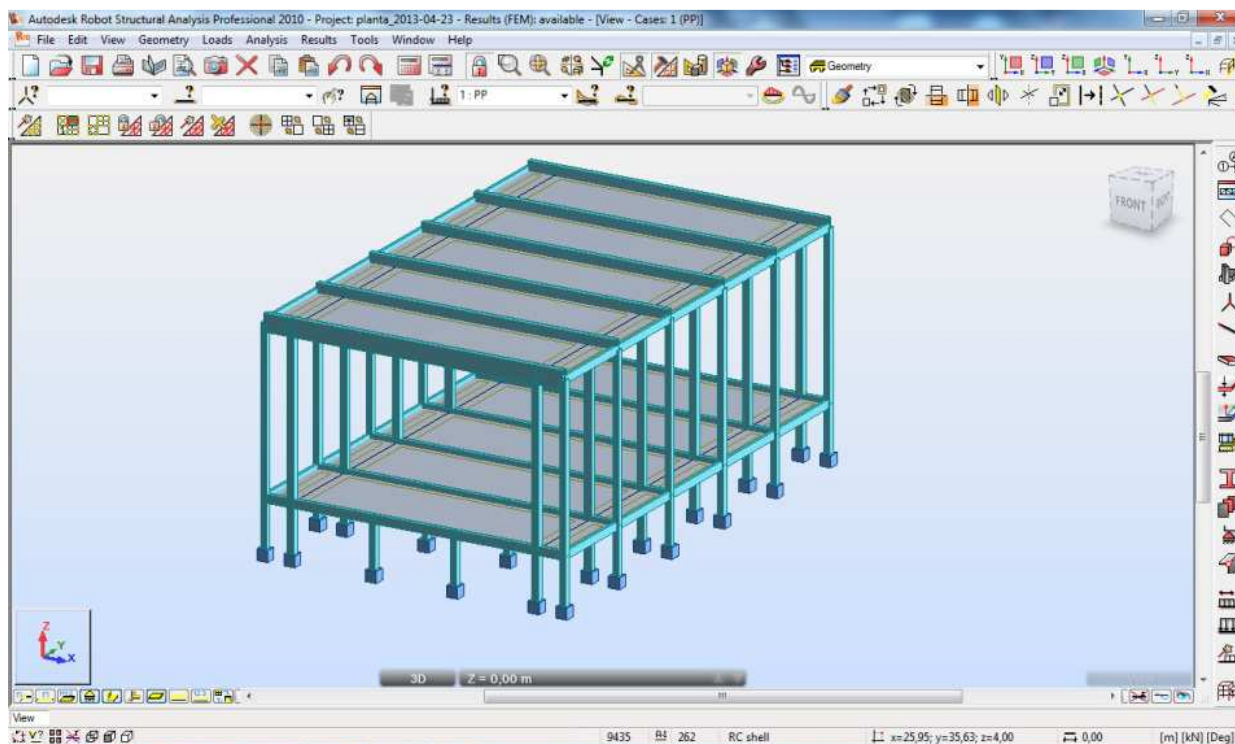


Fig. 4.10 – Edifício com as dimensões finais

#### 4.6. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS LAJES DA COBERTURA

Além da quantidade de betão, a quantidade de armadura também é contabilizada nos custos de uma obra. Neste subcapítulo foi determinada apenas a armadura das lajes e das vigas. Admitiu-se que os pilares não apresentam variação nas duas soluções, uma vez que o objetivo deste trabalho foi fazer uma comparação entre duas soluções com o uso de lajes diferentes e para isso é obrigatório manter a solução arquitetónica. Mudar o número de pilares leva à mudança arquitetónica, e além disso, nas

diferentes soluções, os pilares estarão sujeitos a solicitações semelhantes e por isso mesmo a armadura destes não será contabilizada e consequentemente comparada.

Como foi dito no primeiro capítulo, Introdução, na comparação entre os dois tipos de soluções, laje em solução tradicional e laje pré-fabricada, apenas interessou à autora analisar a laje da cobertura. Esta laje encontra-se a grande altura, e o seu escoramento apresenta uma grande influência no custo da obra. Por esse mesmo motivo, apenas foi dimensionada a armadura da laje de cobertura e das vigas que a suportam.

A contabilização da armadura foi efetuada com auxílio ao programa *Autodesk Robot 2010*, uma vez que existe fornece os valores dos momentos máximos positivos e negativos que atuam nos elementos estruturais.

#### 4.6.1. ARMADURA LONGITUDINAL

##### 4.6.1.1. Armadura Inferior

Os momentos máximos para a armadura inferior nas direções x e y são:

$$M_x = 54,4 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 77,4 \text{ KN.m}$$

A armadura necessária ( $A_s$ ) é calculada pelas fórmulas 4.17 e 4.18 e com auxílio das tabelas de dimensionamento de secções de betão [19].

$$\mu = \frac{M_{sd}}{b \times d^2 \times f_{cd}} \quad (4.17)$$

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}} \quad (4.18)$$

Onde:

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{20000}{1,5}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500000}{1,15}$$

Logo a armadura é de:

$$A_{s,x} = 4,72 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ que é coberto por uma armadura de } \Phi 12//0,20 \text{ (A=5,65 cm}^2/\text{m)};$$

$$A_{s,y} = 6,96 \text{ cm}^2/\text{m} , \text{ que também é coberto por uma armadura de } \Phi 12//0,15 \text{ (A=7,53 cm}^2/\text{m)}.$$

##### 4.6.1.2. Armadura Superior

Os momentos máximos para a armadura superior são:

$$M_x = 57,6 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 109,8 \text{ KN.m}$$

O equilíbrio de momentos foi feito pela opção “*Panel Cuts*” do programa *Autodesk Robot*, determinando um integral. Com esse integral foi calculado o momento médio por unidade de comprimento e assim calculadas as armaduras necessárias, uma vez que dimensionar para os momentos máximos (“picos”) pode levar ao desperdício de armadura.

Os momentos médios para a armadura superior são:

$$M_{med,x} = 41,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{med,y} = 88,8 \text{ KN.m}$$

Da mesma forma que foi calculada a armadura inferior, a armadura superior é:

$A_{s,x} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ , que é coberto por uma armadura de  $\Phi 12//0,30$  ( $A=3,76 \text{ cm}^2/\text{m}$ );

$A_{s,y} = 7,87 \text{ cm}^2/\text{m}$ , sendo coberto por uma armadura de  $\Phi 12//0,125$  /m ( $A=9,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Todos os cálculos efetuados para determinar a armaduras das lajes estão disponíveis para consulta no anexo 1.

#### 4.6.1.3. Armadura Longitudinal Mínima

A armadura mínima a garantir é determinada pela fórmula 4.19. Esta armadura deve ser colocada em todas as zonas (e direções) onde a laje possa estar tracionada [3].

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b_t \times d \quad (4.19)$$

Onde:

$$f_{ctm} = 2,9 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$b_t = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,26 \text{ m}$$

Sendo a  $A_{s,min} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow OK! \Rightarrow \Phi 10//0,20$  ( $3,95 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

#### 4.6.1.4. Armadura Longitudinal Máxima de Tração e Compressão

Segundo o EC2 a armadura máxima, quer da armadura de tração como da armadura de compressão (excluindo zonas de sobreposição), não deverá ser superior a:

$$A_{s,max} = 0,04 \times A_c \quad (4.20)$$

Sendo  $A_c$  a área da secção de betão.

Assim sendo a armadura máxima é de:

$$A_{s,máx} = 0,04 \times (0,30 \times 1) = 0,012 \text{ m}^2/\text{m} = 120 \text{ cm}^2/\text{m}$$



#### 4.6.1.5. Distância Livre mínima entre Armadura

Para que a betonagem ocorra em boas condições é necessário garantir uma distância mínima entre as armaduras. Essa distância é:

$$s_{min} = (\phi_{maior}; \phi_{eq\ maior}; 2\text{ cm}) \quad (4.21)$$

No presente caso a distância livre mínima entre a armadura é de:

$$s_{min} = 0,032\text{ m}$$

#### 4.6.1.6. Armadura de Canto e Armadura de Bordo Simplesmente Apoiada

A armadura de canto e de bordo são determinadas de acordo com a figura 4.11.

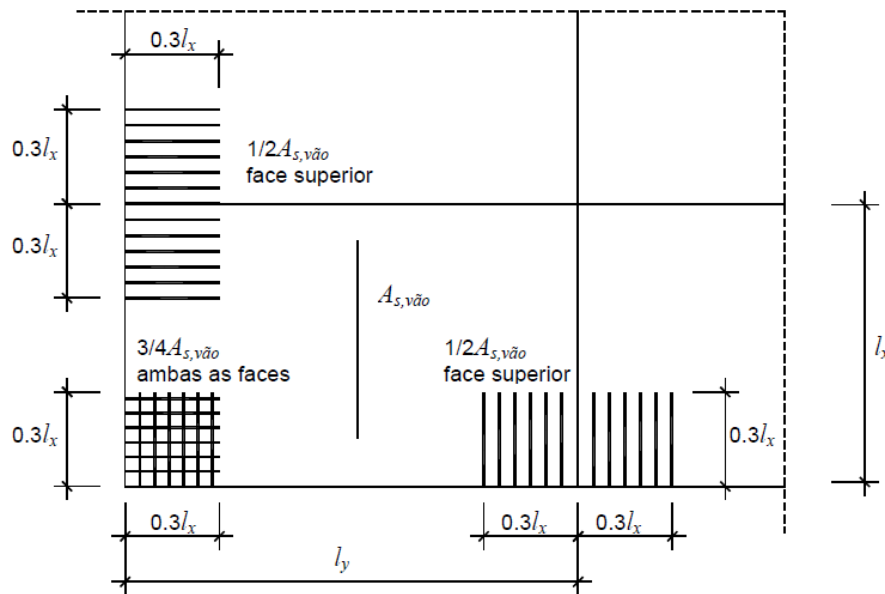


Fig. 4.11 – Critérios de dimensionamento da Armadura de Canto e Armadura de Bordo Simplesmente Apoiada

Segundo a figura 4.11, a armadura de bordo é:

$$A_{s,bordo} = \frac{1}{2} \times 7,53 = 3,8\text{ cm}^2/\text{m}$$

Já a armadura de canto, é:

$$A_{s,canto} = \frac{3}{4} \times 7,53 = 5,6\text{ cm}^2/\text{m}$$

O quadro 4.9 mostra um resumo das armaduras adotadas e as suas extensões.

Quadro 4.9 – Armadura de canto e de bordo

	Armadura (cm <sup>2</sup> /m)	Extensão 0,30 l <sub>x</sub> (m)	Armadura adotada (cm <sup>2</sup> /m)
A <sub>s,bordo</sub>	3,8	2,4	Φ8//0,125 (A= 4,0 cm <sup>2</sup> /m)
A <sub>s,canto</sub>	5,6	2,4	Φ10//0,125 (A=6,32 cm <sup>2</sup> /m)

#### 4.6.2. ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

Segundo o EC2, a armadura imposta para resistir ao esforço transversal apenas é dimensionada e colocada quando se verifica  $V_{Rd,c} \leq V_{ed}$ , onde:

$V_{Rd,c}$  é o valor de cálculo do esforço transversal resistente dos elementos sem armadura de esforço transversal;

$V_{ed}$  é o valor de cálculo do esforço transversal na secção considerada, resultante das ações exteriores e do pré-esforço (aderente ou não aderente).

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \times k (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \quad (4.22)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm}; \quad (4.23)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} \quad (4.24)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c \quad (4.25)$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c = 0 \quad (4.26)$$

$$V_{Rd,c}(\min) = [v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \quad (4.27)$$

$$v_{min} = 0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2} \quad (4.28)$$

Onde:

$b_w$  menor largura da secção transversal na área tracionada (mm);

$N_{Ed}$  esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço (em N) ( $N_{Ed} > 0$  para compressão). Em  $N_{Ed}$ , a influência das deformações impostas poderá ser ignorada;

$A_c$  área da secção transversal do betão (m<sup>2</sup>);

$A_{sl}$  área da armadura de tração prolongada de um comprimento  $\geq (l_{bd}+d)$ , para além da secção considerada;

$f_{ck}$  é em MPa.

Seguindo para o cálculo:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[ C_{Rd,c} \times k (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \\ &= \left[ 0,12 \times 1,86 \times (100 \times 0,002 \times 20)^{1/3} \right] \times 1000 \times 270 = 956663,1 \text{ N} \\ &= 95,7 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{270}} = 1,86 \leq 2,0 \Rightarrow OK!$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{7,53}{100 \times 25,2} = 0,03 \leq 0,002 \Rightarrow KO! \Rightarrow \rho_1 = 0,002$$

$$\begin{aligned}
 V_{Rd,c(\min)} &= [v_{\min} + k_1 \times \sigma_{cp}] \times b_w \times d \\
 &= [0,035 \times 1,86^{3/2} \times 20^{1/2} + 1,86 \times 0] \times 1000 \times 270 = 107205 \text{ N} \\
 &= 107,2 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Em suma, os valores obtidos foram:

- $V_{Rd,c} = 95,7 \text{ KN}$ ;
- $V_{Rd,c(\min)} = 107,2 \text{ KN}$ .

Logo,  $V_{Rd,c} = 95,7 \text{ KN}$ .

Pelo programa *Autodesk Robot*, o maior valor do esforço transversal verificado nas lajes de cobertura é de 9,74 KN. Ou seja:

$$V_{rd,c} \geq V_{Ed}$$

E por isso não é necessário dimensionar armadura transversal para as lajes da cobertura.

#### 4.7. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS VIGAS DA COBERTURA

A contabilização da armadura é sempre feita para os momentos máximos negativos e positivos que atuam nas estruturas. Com o auxílio do programa *Autodesk Robot*, foram determinados os momentos fletores das vigas e pelas fórmulas 4.15 e 4.16, determinou-se a quantidade de armadura longitudinal superior e inferior necessária e também a armadura transversal.

##### 4.7.1. ARMADURA LONGITUDINAL

Da mesma maneira que as lajes, as vigas foram dimensionadas pelas fórmulas 4.17 e 4.18, com o auxílio das tabelas de dimensionamento de seções de betão [19]. Neste caso a armadura já não foi dimensionada por metro linear, como foi feito para as lajes. Todos os cálculos detalhados podem ser consultados no Anexo 1.

A viga da cobertura com dimensões de 0,25x0,70 m<sup>2</sup> apresenta 5 troços, quatro com 7,9 metros e um com 8,05 metros (figura 4.12).

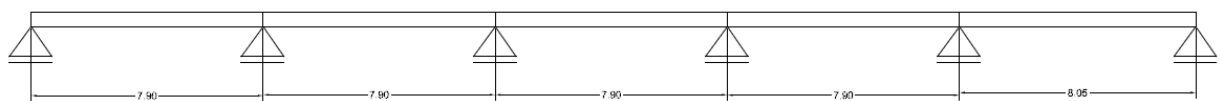


Fig. 4.12 – Viga cobertura, 0,25x0,70 m<sup>2</sup>

A figura 4.13 mostra o diagrama de momentos gerado pelo programa.

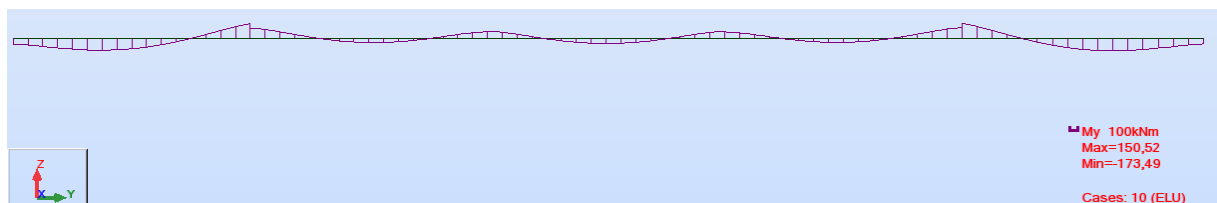


Fig. 4.13 – Momentos da viga 0,25x0,70 m<sup>2</sup>

Os momentos para a viga de cobertura com dimensões 0,25x0,70 m<sup>2</sup> são:

$$M_{m\acute{a}x} = 150,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{min} = -173,4 \text{ KN.m}$$

Pelas fórmulas 4.16 e 4.17 e para:

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,7 = 0,63 \text{ m}$$

A armadura é de:

$$A_{s,m\acute{a}x} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ podendo ser colocada uma armadura de } 3\Phi 16 \text{ (A= 6,03 cm}^2\text{);}$$

$$A_{s,min} = 6,76 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ podendo se optar por uma armadura de } 2\Phi 16 + 1\Phi 20 \text{ (A=7,16 cm}^2\text{)}.$$

A armadura mínima longitudinal de tração (formula 4.18) a garantir é de:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,25 \times 0,66 = 2,49 \text{ cm}^2 \Rightarrow OK!$$

A armadura máxima longitudinal, segundo a fórmula 4.19, é de:

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,04 \times (0,25 \times 0,50) = 0,005 \text{ m}^2 = 50 \text{ cm}^2 \Rightarrow OK!$$

A viga de cobertura com dimensões 0,50x1,50 m<sup>2</sup> apresenta três troços, como mostra a figura 4.14.

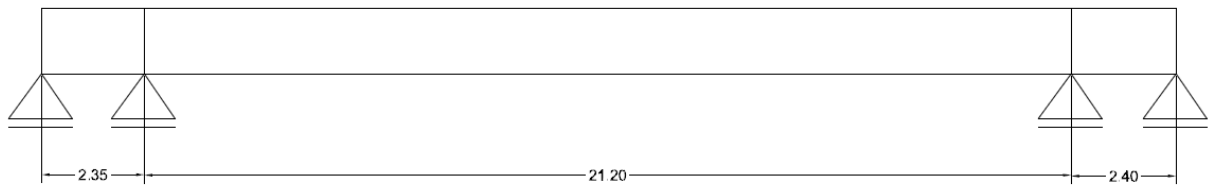


Fig. 4.14 – Viga de cobertura, 0,50x1,50 m<sup>2</sup>

A figura 4.15 apresenta o diagrama de momentos da viga com dimensões 0,50x1,50 m<sup>2</sup>.

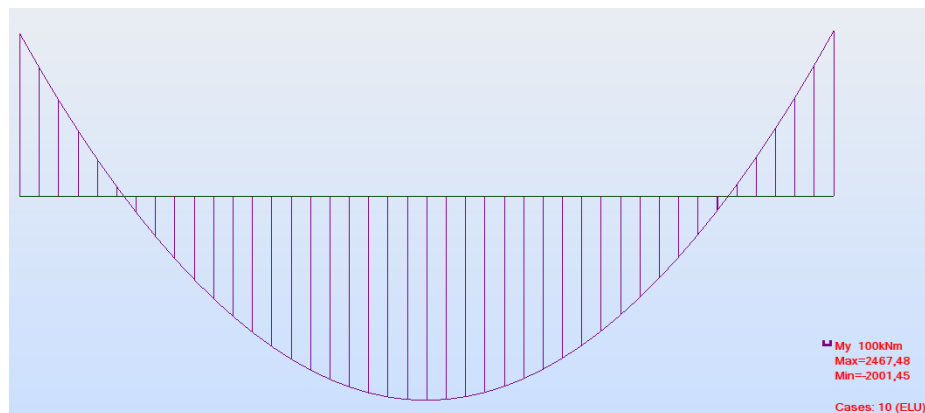


Fig. 4.15 – Momentos da viga 0,50x1,50 m<sup>2</sup>

Os momentos para a viga de cobertura com dimensões 0,50x1,50 m<sup>2</sup> são:

$$M_{m\acute{a}x} = 2467,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{min} = - 2000,5 \text{ KN.m}$$

Pelas formulas 4.16 e 4.17 e para:

$$b = 0,50 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times 1,50 = 1,35 \text{ m}$$

A armadura é de:

$$A_{s,m\acute{a}x} = 46,8 \text{ cm}^2/\text{m} , \text{ ou seja } 10\Phi 25 (A= 49,90 \text{ cm}^2)$$

$$A_{s,min} = 37,7 \text{ cm}^2/\text{m} , \text{ ou seja } 8\Phi 25 (A= 39,27 \text{ cm}^2)$$

A armadura mínima longitudinal de tração (formula 4.18) a garantir é de:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,50 \times 1,46 = 11,0 \text{ cm}^2 \Rightarrow OK!$$

A armadura máxima longitudinal, segundo a formula 4.19 é de:

$$A_{s,m\acute{a}x} = 0,04 \times (0,50 \times 1,50) = 0,03 \text{ m}^2 = 300 \text{ cm}^2 \Rightarrow OK!$$

Nesta viga a distância livre mínima entre a armadura é de:

$$S_{min} = 0,025 \text{ m}$$

#### 4.7.2. ARMADURA TRANSVERSAL

Nas vigas não foi verificado se esta precisa ou não de armadura transversal, ou seja, não foi necessário analisar se a condição  $V_{Rd,c} \leq V_{Ed}$  se verifica.

Esta verificação apenas é necessária para as lajes, sendo sempre necessário colocar armadura transversal nas vigas.

De acordo com o EC2, o “cálculo de elementos com armadura de esforço transversal baseia-se num modelo de treliças”.

Para determinar a armadura transversal é usada a fórmula 4.29.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad (4.29)$$

Onde:

$A_{sw}$  é a área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;

$s$  é o espaçamento da armadura;

$f_{ywd}$  é o valor de calculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

$z = 0,9 d = 0,9 (0,9 h)$ .

Também segundo o EC2, os valores limites de  $\cot \theta$  são:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

Tendo sido admitido pela autora que o valor de  $\cot \theta$  é de 2,0.

1. Para a viga com seção 0,25x0,70 m<sup>2</sup>:

$$z = 0,9 d = 0,9 (0,9 \times 0,70) = 0,567 m$$

Substituindo os valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times 0,567 \times \frac{500000}{1,15} \times 2,0 = \frac{A_{sw}}{s} \times 493043$$

Através do *Autodesk Robot*, o valor máximo do esforço transversal ( $V_{Rd,s}$ ) na viga é de 95,60 KN.

$$95,60 = \frac{A_{sw}}{s} \times 493043 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 1,94 \text{ cm}^2/m$$

A taxa de armadura de esforço transversal é dada pela fórmula 4.30.

$$\rho_w = A_{sw} / (s \times b_w \times \sin \alpha) \quad (4.30)$$

Onde:

$\alpha$  é o ângulo formado pelas armaduras de esforço transversal e o eixo longitudinal (entre 45 ° e 90 °).

Como  $\rho_w$  não poderá ser inferior a :

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} \quad (4.31)$$

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{30}) / 500 = 0,0009$$

$$\rho_w = A_{sw} / (s \times 0,25 \times \sin 90^\circ) = A_{sw} / (s \times 0,25)$$

Os estribos mínimos a colocar são:

$$0,0009 = A_{sw} / (s \times 0,25) \Leftrightarrow A_{sw} / s = 2,25 \text{ cm}^2/m$$

Como 1 94 cm<sup>2</sup>/m é inferior à armadura mínima necessária, a armadura de esforço transversal nas vigas 0,25x0,70m<sup>2</sup> é de 2,25 cm<sup>2</sup>/m, ou seja,  $\Phi 8/0,20$  (A=2,5 cm<sup>2</sup>/m).

O espaçamento longitudinal máximo é determinado pela fórmula 4.32.

$$s_{l,máx} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) \quad (4.32)$$

$$s_{l,máx} = 0,75 \times 0,405 (1 + \cot 90^\circ) = 0,17m$$

Como o espaçamento máximo é de 0,17 metros, a armadura transversal é de  $\Phi 8/0,15$  (A=3,3 cm<sup>2</sup>/m).

A figura 4.16 mostra em pormenor a solução da armadura para a viga com seção 25x70 m<sup>2</sup>.

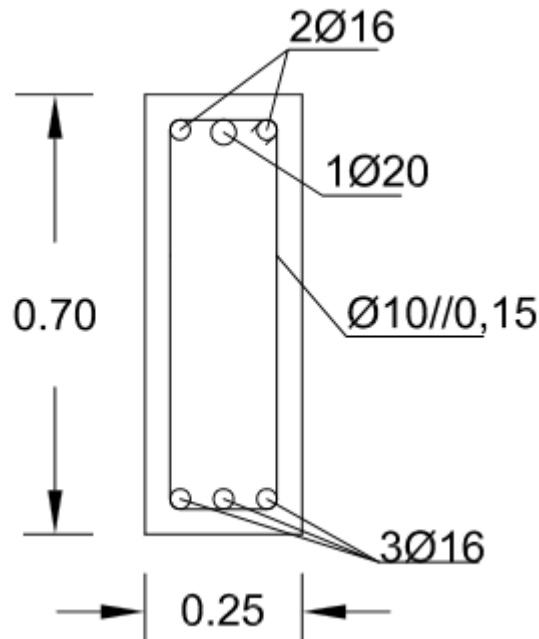


Fig. 4.16 – Armadura da viga com seção 25x70 m<sup>2</sup>

2. Para a viga de seção de 0,50x1,50 m<sup>2</sup>:

$$z = 0,9 d = 0,9 (0,9 \times 1,50) = 1,215 \text{ m}$$

Substituindo os valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times 1,215 \times \frac{500000}{1,15} \times 2,0 = \frac{A_{sw}}{s} \times 1056521$$

Através do *Autodesk Robot*, o valor máximo do esforço transversal ( $V_{Rd,s}$ ) na viga é de 822,23 kN.

$$822,23 = \frac{A_{sw}}{s} \times 1056521 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 7,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Podendo ser:  $\Phi 10/0,10$  ( $A = 7,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

A taxa de armadura de esforço transversal ( $\rho_w$ ) é dada pela fórmula 4.29.

Como  $\rho_w$  não poderá ser inferior a :

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{30})/500 = 0,0009$$

$$\rho_w = A_{sw}/(s \times 0,50 \times \sin 90^\circ) = A_{sw}/(s \times 0,50)$$

Os estribos mínimos a ter são:

$$0,0009 = A_{sw}/(s \times 0,50) \Leftrightarrow A_{sw}/s = 4,5 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow OK!$$

O espaçamento longitudinal máximo é determinado pela fórmula 4.33.

$$s_{l,máx} = 0,75 d (1 + \cot \alpha) \quad (4.33)$$

$$s_{l,máx} = 0,75 \times 1,215 (1 + \cot 90^\circ) = 0,45m \Rightarrow OK!$$

A figura 4.17 mostra o pormenor longitudinal da viga com seção 50x150 m<sup>2</sup>.

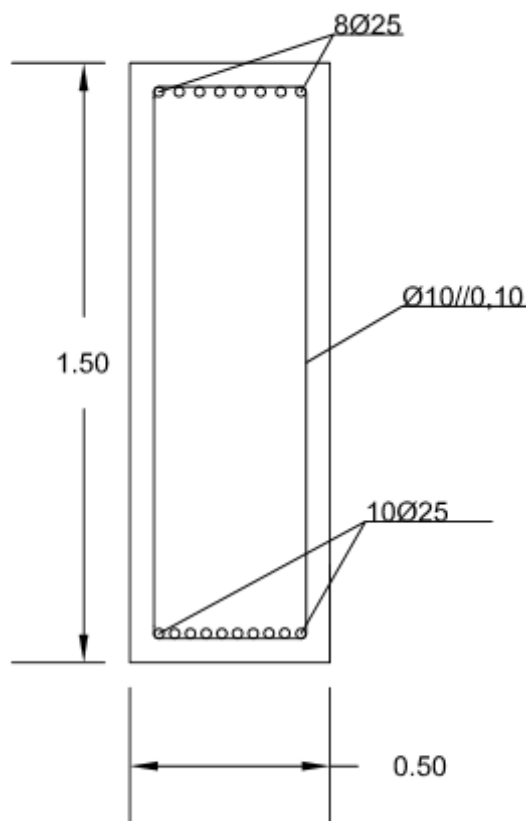


Fig. 4.17 – Armadura da viga com seção 50x150 m<sup>2</sup>

Em resumo, o quadro 4.10 apresenta toda a armadura determinada para as vigas.

Quadro 4.10 – Amadura das vigas da cobertura

		Vigas 0,25 x 0,70 m <sup>2</sup>	Vigas 0,50 x 1,50 m <sup>2</sup>
Armadura Longitudinal	Máx.	3Φ16 (6,03 cm <sup>2</sup> )	10Φ25 (49,90 cm <sup>2</sup> )
	Min.	2Φ16+1Φ20 (7,16 cm <sup>2</sup> )	8Φ25 (39,27 cm <sup>2</sup> )
Armadura Transversal		Φ10//0,35 (2,26 cm <sup>2</sup> /m)	Φ10//0,10 (7,9 cm <sup>2</sup> /m)



# 5

## DIMENSIONAMENTO - PRÉ-LAJES

### 5.1. INTRODUÇÃO

Como já foi referido no capítulo 3, a utilização de pré-lajes acarreta na obra várias vantagens, sendo uma das mais importantes a possibilidade de diminuir ou até mesmo dispensar o uso de escoramento. Além disso, elimina o uso de cofragem, uma vez que a parte maciça da pré-laje serve de cofragem ao betão de compressão betonado “*in situ*”.

No presente capítulo foram dimensionadas as pré-lajes da cobertura do edifício de forma a resistir ao seu peso próprio, à sobrecarga na fase de construção, à camada de betão de compressão e às ações permanentes referentes ao tipo de ocupação. Apesar de muitas vezes serem usados escoramentos na fase de construção, no presente trabalho interessa fazer a comparação, do ponto de vista económico, da execução de pré-lajes sem uso de escoramentos e da execução da solução tradicional que recorre ao uso de escoramentos de grande comprimento.

### 5.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A utilização de pré-lajes com treliças e o seu dimensionamento necessitam de respeitar algumas normas relativas às disposições construtivas. Este subcapítulo foi totalmente apoiado numa tese de mestrado integrado em Engenharia Civil com título “*Análise e dimensionamento de pavimentos construídos a partir de pré-lajes de betão*” realizado por um aluno da FEUP [8].

#### 5.2.1. DIMENSÕES DA SEÇÃO TRANSVERSAL E CLASSE DE BETÃO A UTILIZAR

De acordo com o EC2, a espessura mínima permitida numa laje maciça é de 50 mm.

No que diz respeito à classe de betão a utilizar, a Norma NP EN 13369:2003 diz que a classe de betão para produtos de betão armado terá que ser igual ou superior a C25/30, e para a classe de betão pré-esforçado C30/37.

#### 5.2.2. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS DAS TRELIÇAS

Relativamente às treliças estas também devem garantir determinadas disposições construtivas. As armaduras transversais deverão ter um ângulo entre os 45° e 90° (ângulo entre as treliças e a lâmina de betão).

É importante que a distância entre a armadura e a superfície da pré-laje não seja pequena uma vez que é necessário uma perfeita ligação entre os dois betões. No caso de esta distância ser muito pequena

seria necessária uma grande quantidade de armadura para conseguir resistir aos momentos fletores negativos provenientes da fase de construção. A distância regulamentada é de um mínimo de 20 mm [8].

A figura 5.1 mostra algumas dos valores regulamentares para as distâncias a ter em conta na execução de pré-lajes.

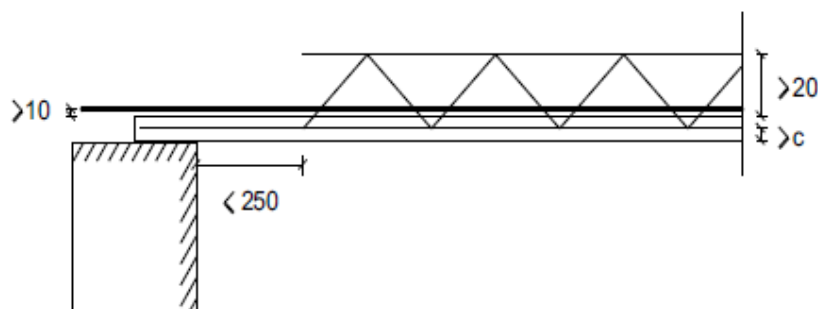


Fig. 5.1 – Disposições da treliça metálica [8]

Também é preciso ter em atenção a distância entre as treliças pois, pela Norma NP EN 13369:2003, existe um limite máximo entre treliças (a1) e um limite para a distância entre as treliças e o bordo da pré-laje (a2).

A figura 5.2 mostra a localização dessas distâncias e as equações 5.1 e 5.2 mostram como podem ser determinadas.

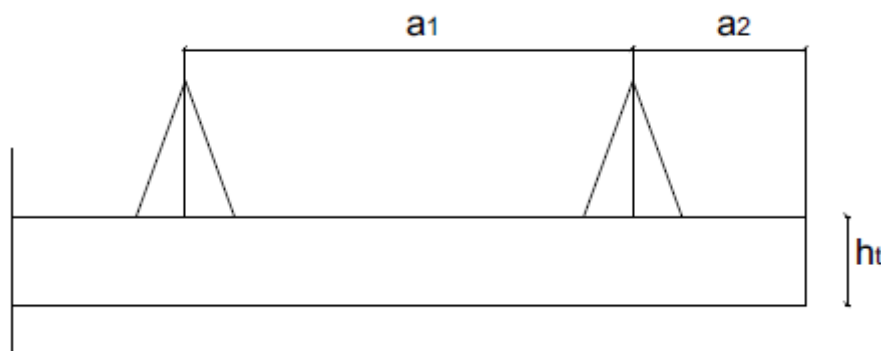


Fig. 5.2 – Valores máximos entre treliças e entre treliça e bordo da pré-laje [8].

$$a_1 \leq \min\{835; (15 \times h_p + 125)\} \text{ (mm)} \quad (5.1)$$

$$a_2 \leq \min\{0,5 \times [835; (15 \times h_p + 125)]\} \text{ (mm)} \quad (5.2)$$

Sendo  $h_p$  a altura da pré-laje (mm).

### 5.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA PRÉ-LAJE

Na utilização de pré-lajes é necessário ter em conta que estes elementos apresentam uma baixa resistência na fase de construção. Por isso mesmo, o betão a ser utilizado será um C30/37 e a armadura do tipo A500NR, visto que estes são materiais bastante resistentes.

Como é fulcral que as pré-lajes a colocar no edifício consigam suportar em segurança o peso dos equipamentos e dos trabalhadores foi feito um primeiro dimensionamento, em fase de montagem para uma determinada sobrecarga correspondente a essas solicitações. Admitiu-se que a sobrecarga exercida pela circulação dos trabalhadores em cima da pré-laje, mais a sobrecarga dos equipamentos é de  $1,5 \text{ KN/m}^2$ .

Uma pré-laje do tipo utilizado é composta por treliças metálicas que ligam a armadura superior e a armadura inferior, bem como o betão da pré-laje e o betão de compressão colocado em obra. A figura 5.3 mostra uma pré-laje com as armadura que é necessário a dimensionar.

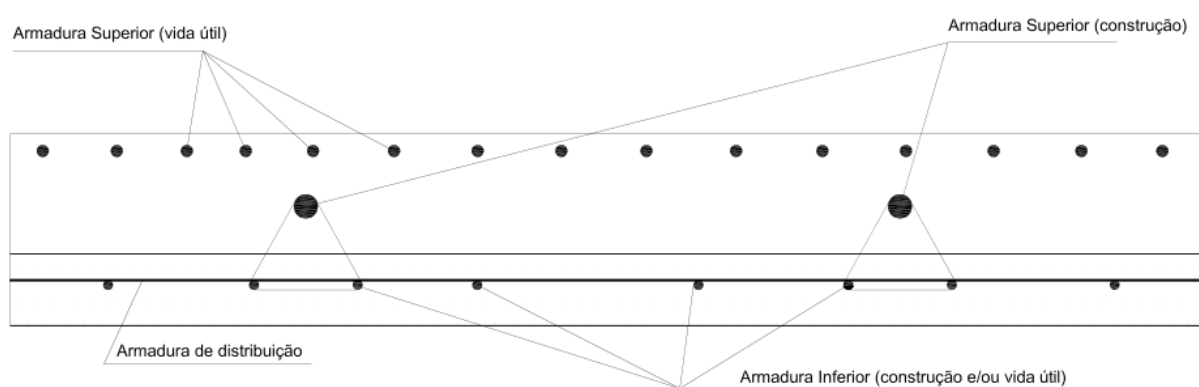


Fig. 5.3 – Pré-laje legendada

Tal como na laje escorada o pré-dimensionamento de uma pré-laje inicia-se com o cálculo da espessura da laje.

As pré-lajes apresentam um vão de 4 metros, sendo necessário duas pré-lajes para os vão de 8 metros (arredondando os 7,9 metros) que o edifício apresenta, introduzindo vigas longitudinais, como mostra o pormenor da figura 5.4.

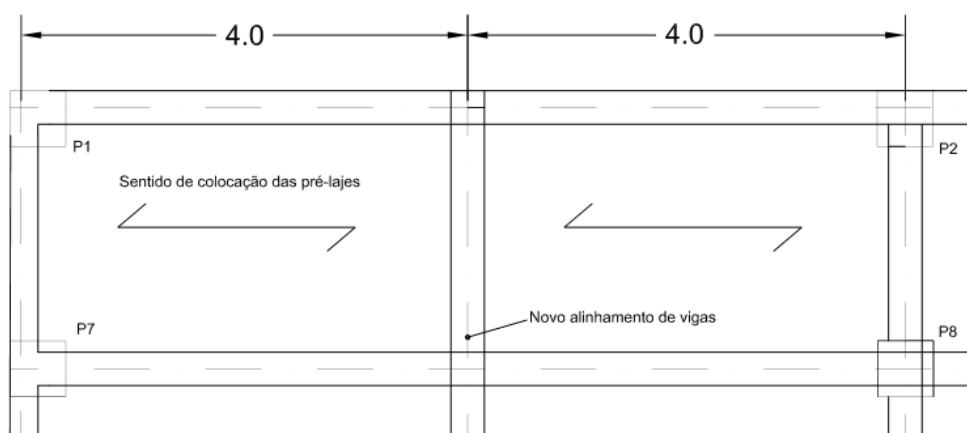


Fig. 5.4 – Vão das pré-lajes

A altura da laje (pré-laje mais camada betonada “*in situ*”), foi determinada da mesma maneira que a laje escorada (Capítulo 4), controlando a deformada da laje e é de:

$$\frac{l}{d} \leq 26$$

$$d \leq \frac{4}{26} = 0,154 \text{ m} \cong 0,16 \text{ m}$$

Como foi apresentado nas disposições construtivas, a espessura mínima de uma laje maciça é de 50 mm. Foi considerado que a lâmina de betão da pré-laje tem 60 mm.

Assim sendo a pré-laje terá uma espessura de 0,06 metros e a camada de betão de compressão terá uma espessura de 0,10 metros, fazendo uma altura total de 0,16 metros para a laje.

## 5.4. DIMENSIONAMENTO DA PRÉ-LAJE NA FASE DE CONSTRUÇÃO

### 5.4.1. AÇÕES NA FASE DE CONSTRUÇÃO

Admitiu-se que a sobrecarga que atua devido aos trabalhos e equipamentos sobre a pré-laje é de 1,5 KN/m<sup>2</sup>.

O quadro 5.1 sintetiza todas as cargas necessárias ao dimensionamento da pré-laje para a fase de construção (fórmula 4.2)

Quadro 5.1 – Cargas atuantes na fase de construção

	Carga /m (KN/m <sup>2</sup> )
PP <sub>pré-laje</sub>	0,06 × 25 = 1,5
PP <sub>betão “in situ”</sub>	0,10 × 25 = 2,5
PP <sub>laje</sub>	1,5 + 2,5 = 4,0
SOB <sub>Trabalhos</sub>	1,5

### 5.4.2. CARGAS NA FASE DE CONSTRUÇÃO

Na fase de construção as ações que contribuem para a carga atuante são o peso próprio da pré-laje, a sobrecarga dos trabalhos e o peso próprio do betão betonado “*in situ*”. Essa carga atuante é determinada pela fórmula 5.3.

$$P_{sd} = 1,35 \times PP_{laje} + 1,5 \times SOB_{Trabalhos} \quad (5.3)$$

Substituindo pelos valores do quadro 5.1, a carga atuante é de:

$$P_{sd} = 1,35 \times 4,0 + 1,5 \times 1,5 = 7,65 \text{ KN/m}^2$$

### 5.4.3. ARMADURA SUPERIOR DA PRÉ-LAJE

Para determinar a armadura superior da pré-laje na fase de construção é necessário recorrer à fórmula 5.4, uma vez que, na fase de construção, as pré-lajes encontram-se simplesmente apoiadas.

$$M_{sd} = p \times \frac{l^2}{8} \text{ (KN.m)} \quad (5.4)$$

Para a carga atuante determinada e para vãos de 4 metros, o momento atuante é de:

$$M_{sd} = 7,65 \times \frac{4^2}{8} = 15,3 \text{ KN.m}$$

De salientar que não seria necessária a determinação da carga atuante tendo em conta os coeficientes de segurança (1,35 para as cargas permanentes e 1,5 para a sobrecarga), uma vez que a fase de construção de uma pré-laje é de algumas horas, enquanto estes coeficientes de segurança são relativos a anos de vida. Apesar disso a autora preferiu proceder desta forma uma vez que no caso em estudo os trabalhadores circulam em cima das pré-lajes e encontram-se a alturas consideráveis do chão (11 metros de altura), e a segurança é importantíssima em situações como estas.

Com o momento fletor positivo que atua em cada pré-laje da fase de construção e pela fórmula 5.5 é determinada a armadura superior.

$$A'_s = \frac{M_{sd}}{z \times f_{yd,r}} \quad (5.5)$$

Onde  $z$  é a distância das duas armaduras, superior e inferior, em metros e  $f_{yd,r}$  o valor de cálculo da tensão de cedência à compressão do aço das armaduras de betão armado e corresponde a 500/1,15 MPa.

A distância entre o banzo superior e a pré-laje vai ser admitida de 0,09 m que se encontra nos limites regulamentares estabelecidos descritos nas disposições construtivas, ou seja, é menos que 0,20 metros (5.2.2.).

Assim sendo, a quantidade de armadura superior necessária na fase de construção, por cada metro de pré-laje é de:

$$A'_s = \frac{15,3}{0,09 \times 43,5} = 3,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Sendo a área necessária para a fase de construção de 3,9 cm<sup>2</sup>, a armadura superior necessária por metro de é de:

$$2\Phi 16 \text{ (A=4,02cm}^2\text{/m)}$$

Foi assumido que cada pré-laje apresenta duas treliças por cada metro de pré-laje, tal como mostra a figura 5.5.

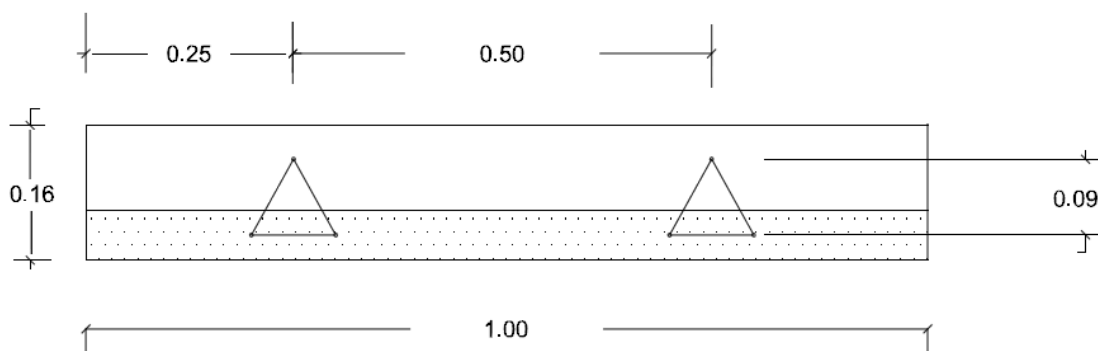


Fig. 5.5 – Pré-laje com distâncias pormenorizadas

É importante verificar se as distâncias entre elas estão de acordo com os limites regulamentares referenciados nas disposições construtivas (5.2.2.).

Pelas fórmulas 5.1 e 5.2, verificou-se se as distâncias assumidas pela autora se encontram dentro dos limites estabelecidos.

$$a_1 \leq \min\{835; (15 \times h_p + 125)\}$$

$$a_1 \leq \min\{835; 1025\}$$

$$a_1 \leq 835 \text{ mm} = 0,835 \text{ m}$$

$$0,5 \text{ m} < 0,835 \text{ m} \Rightarrow OK!$$

$$a_2 \leq \min\{0,5 \times [835; (15 \times h_p + 125)]\} \text{ (mm)}$$

$$a_2 \leq \min\{417,5; 512,5\}$$

$$a_2 \leq 417,5 \text{ mm} = 0,4175 \text{ (mm)}$$

$$0,25 \text{ m} < 0,4175 \text{ m} \Rightarrow OK!$$

Mas, como esta armadura encontra-se ligada às treliças metálicas, isso irá submetê-la a esforços de compressão. Para evitar isso, a autora determinou a distância máxima ( $l_v$ ) entre perfiz de treliças (entre os bicos dos triângulos), de modo a que não haja encurvadura. A figura 5.6 mostra o pormenor da distância a calcular, numa amostra de 1 metro.

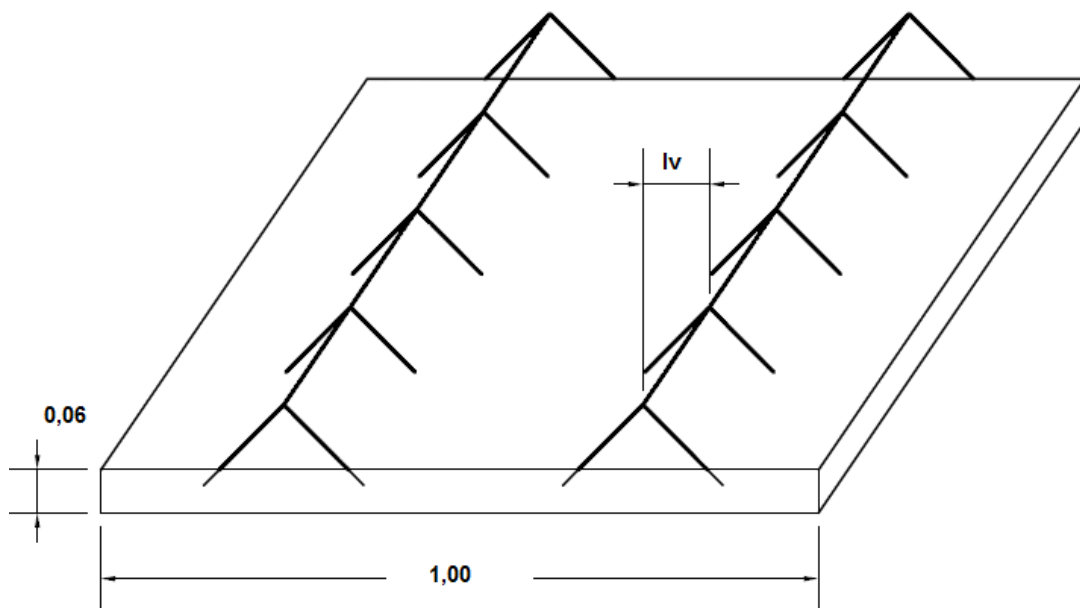


Fig. 5.6 – Distância  $l_v$  entre nós das treliças

O quadro 5.2 apresenta a tabela técnica que relaciona a encurvadura com a esbelteza e que auxilia a determinação da encurvadura.

Quadro 5.2 – Tabela que relaciona a esbelteza com encurvadura

Tipo de aço	Coefficiente de esbelteza, $\lambda$	Coefficiente de encurvadura, $\varphi$
Fe 360	$\lambda \leq 20$	$\varphi = 1$
	$20 < \lambda \leq 105$	$\varphi = 1,1328 - 0,00664 \lambda$
	$\lambda > 105$	$\varphi = 4802 / \lambda^2$
Fe 430	$\lambda \leq 20$	$\varphi = 1$
	$20 < \lambda \leq 96$	$\varphi = 1,1460 - 0,00730 \lambda$
	$\lambda > 96$	$\varphi = 4103 / \lambda^2$
Fe 510	$\lambda \leq 20$	$\varphi = 1$
	$20 < \lambda \leq 85$	$\varphi = 1,1723 - 0,00862 \lambda$
	$\lambda > 85$	$\varphi = 3179 / \lambda^2$

Para o aço Fe 510 e para que não haja encurvadura ( $\varphi=1$ ), o coeficiente de esbelteza terá que ser menor ou igual a 20.

O coeficiente de esbelteza é determinado pela fórmula 5.6.

$$\lambda = \frac{l_v}{i} \quad (5.6)$$

Onde  $l_v$  é a distância entre treliças (m) e  $i$  o raio de giração. O raio de giração de um círculo é calculado pela fórmula 5.7, onde  $r$  é o raio da armadura. No presente caso é de 0,8 cm (diâmetro de 16 mm).

$$i(\text{círculo}) = \frac{r}{2} \quad (5.7)$$

$$i(\text{círculo}) = \frac{0,8}{2} = 0,4 \text{ cm}$$

$$20 = \frac{l_v}{0,8} = 8,0 \text{ cm} \Leftrightarrow l_v = 0,08 \text{ m} \quad \text{KO! (muito baixo)}$$

Aumentando os varões para  $\Phi 20$ , o raio de giração é de 0,5 cm. Admitindo que a distância entre treliças –  $l_v$  – é de 20 cm, vamos assim verificar se há encurvadura ( $\varphi$ ), através do quadro 1.

$$\lambda = \frac{20}{0,5} = 40$$

$$\varphi = 1,1723 - 0,00862 \times 40 = 0,827$$

A tensão sujeita na armadura é determinada pela fórmula 5.8.

$$\sigma_{\text{varão } \Phi 20} = \frac{M_{sd}}{z \times \varphi \times A_{2\Phi 20}} \quad (5.8)$$

$$\sigma_{\text{varão } \Phi 20} = \frac{20,7 \times 100}{9 \times 0,0828 \times 6,14} = 33,43 < 43,5 \text{ OK!}$$

Como a tensão exercida nos varões de diâmetro de 20 mm é inferior à tensão máxima, a solução apresentada encontra-se em condições de ser executada.

Em resumo, os travamentos da armadura superior das treliças encontram-se de 0,20 em 0,20 metros ao longo do varão de  $\Phi 20$ . Em cada metro de pré-laje a armadura superior é  $2\Phi 20$ /metro. A figura 5.7 mostra o corte transversal da pré-laje e as suas medidas.

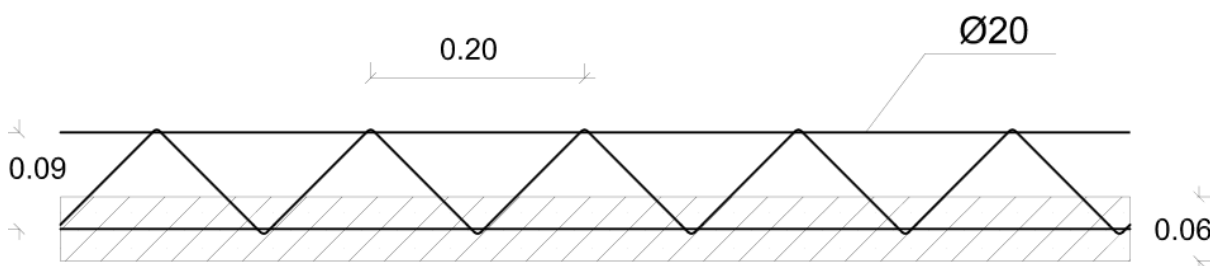


Fig. 5.7 – Corte transversal da pré-laje

#### 5.4.4. ARMADURA INFERIOR DA PRÉ-LAJE

A armadura inferior da pré-laje também tem que ser dimensionada. O momento atuante na fase de construção é o mesmo que foi calculado para a armadura superior,  $15,3 \text{ KN.m}$ . E pela fórmula 5.6, a quantidade de armadura necessária é de  $3,9 \text{ cm}^2/\text{metro}$ . Em cada pré-laje como armadura inferior para a fase de construção é possível colocar  $8\Phi 8$ /metro de pré-laje ( $A=4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). A figura 5.7 mostra a solução final da pré-laje para a fase de construção.

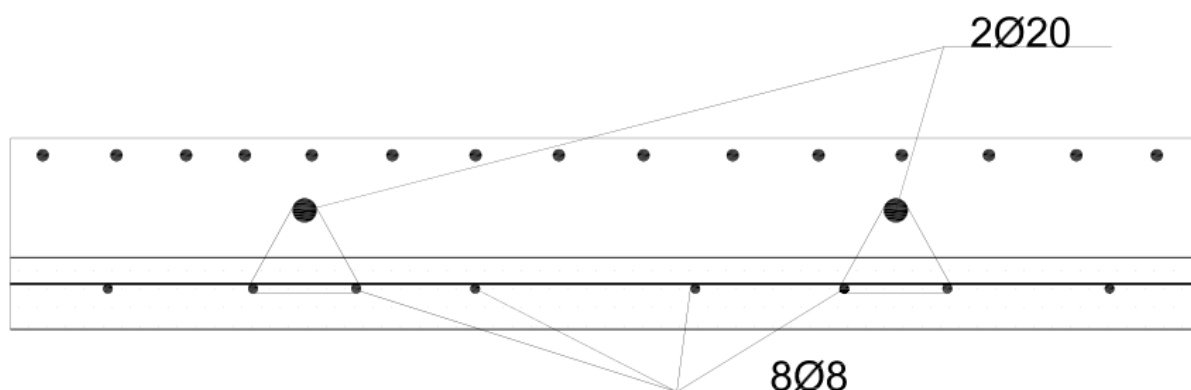


Fig. 5.8 – Solução final da pré-laje só com armadura para fase de construção (corte longitudinal)

### 5.5. DIMENSIONAMENTO DA PRÉ-LAJE NA FASE DE VIDA ÚTIL

#### 5.5.1. AÇÕES NA FASE DE VIDA ÚTIL

Aqui são contabilizadas as cargas que atuam ao longo da vida útil do edifício. Essas cargas são as cargas a que o edifício estará sujeito durante toda a sua vida. As cargas permanentes e variáveis são apresentadas no quadro 5.3.



Quadro 5.3 – Ações usadas no dimensionamento

	Carga /m (KN/m <sup>2</sup> )
PP <sub>pré-laje</sub>	$0,06 \times 25 = 1,5$
PP <sub>betão "in situ"</sub>	$0,10 \times 25 = 2,5$
PP <sub>laje</sub>	4,0
RCP <sub>Cobertura</sub>	3,0
Sob <sub>Cobertura</sub>	1,0

### 5.5.2. CARGAS NA FASE DE VIDA ÚTIL

Agora a carga atuante é de:

$$P_{sd} = 1,35 \times (4 + 3) + 1,5 \times 1 = 10,95 \text{ KN/m}^2$$

### 5.5.3. DIMENSIONAMENTO DOS RESTANTES ELEMENTOS ESTRUTURAIS

Para determinar a armadura com o auxílio do programa *Autodesk Robot* foi necessário determinar as novas dimensões dos restantes elementos estruturais, isto é, das vigas, pilares e lajes do pavimento.

O edifício é o mesmo da análise feita na construção pela solução tradicional e, em relação a esse, apenas mudou o tipo de laje de cobertura. Por isso, as dimensões dos pilares serão as mesmas, uma vez que não é permitido alterar a arquitetura do edifício em estudo. As lajes do pavimento e as suas vigas também vão apresentar as mesmas dimensões. Deste modo, apenas serão dadas novas dimensões às vigas que suportam as lajes da cobertura.

Por análise feita através do programa *Autodesk Robot* foram atribuídas a todas as vigas da cobertura as dimensões de seção de betão de  $0,30 \times 1,40 \text{ m}^2$  e de  $0,25 \times 0,70 \text{ m}^2$  (exterior no sentido de y).

As lajes da cobertura, como já foi mencionado, terão uma espessura de 0,16 metros (sendo 0,06 metros correspondentes à lâmina de betão da pré-laje). A figura 5.9 mostra o resultado final.

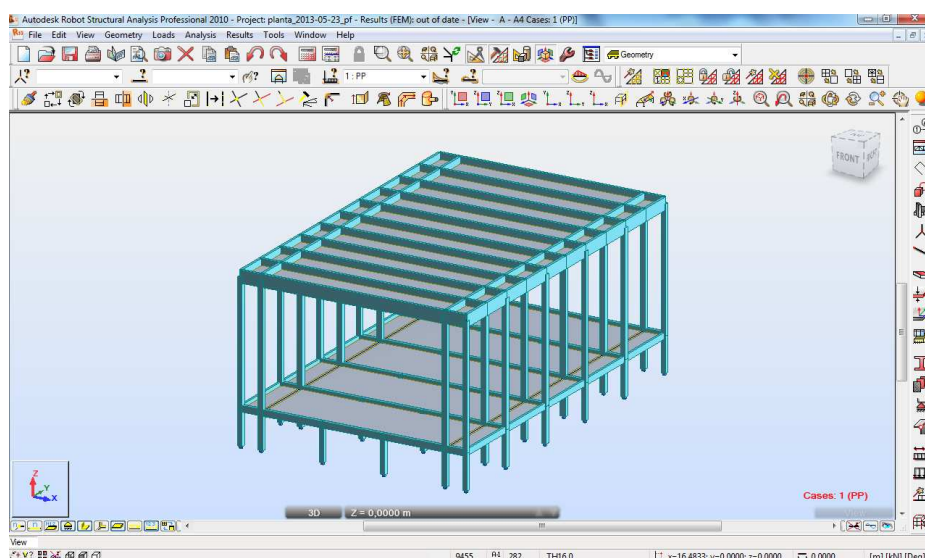


Fig. 5.9 – Edifício com pré-laje na cobertura, *Autodesk Robot*

#### 5.5.4. ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR DA LAJE

O dimensionamento da armadura para os momentos positivos foi feito com recurso ao programa *Autodesk Robot* para determinar os momentos máximos atuantes nas lajes.

Os momentos positivos máximos presentes na laje são:

$$M_x = 16,08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 24,35 \text{ KN.m}$$

Tal como no capítulo 4, o equilíbrio de momentos foi feito pela opção “*Panel Cuts*” do programa *Autodesk Robot*.

Os momentos médios para a armadura inferior são:

$$M_{med,x} = 13,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{med,y} = 23,38 \text{ KN.m}$$

Com as fórmulas 4.17 e 4.18 do capítulo 4 são determinadas as armaduras superiores nas duas direções.

$A_{s,x} = 2,30 \text{ cm}^2/\text{m}$ , que é coberto por uma armadura de  $\Phi 10//0,30$  ( $A=2,60 \text{ cm}^2/\text{m}$ );

$A_{s,y} = 4,20 \text{ cm}^2/\text{m}$ , sendo coberto por uma armadura de  $\Phi 12//0,25$  ( $A=4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

##### 5.5.4.1. Armadura Longitudinal Mínima

A armadura mínima a garantir é determinada pela fórmula 4.19 do capítulo 4.

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 1 \times 0,144 = 2,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura superior nas duas direções determinada é superior à armadura mínima.

##### 5.5.4.2. Armadura Longitudinal Máxima de Tração e Compressão

A armadura máxima (fórmula 4.20, capítulo 4) é de:

$$A_{s,max} = 0,04 \times (1 \times 0,16) = 64 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow OK!$$

#### 5.5.5. ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR DA LAJE

O mesmo procedimento foi feito para os momentos negativos máximos atuantes na laje de cobertura que são:

$$M_x = -11,23 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -21,19 \text{ KN.m}$$

Com as fórmulas 4.17 e 4.18 do capítulo 4 foram determinadas as armaduras superiores nas duas direções.

$A_{s,x} = 1,85 \text{ cm}^2/\text{m} < A_{s,min} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{m}$ , logo a  $A_{s,x} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s,y} = 4,4 \text{ cm}^2/\text{m} > A_{s,min} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{m}$ , logo a  $A_{s,y} = 4,4 \text{ cm}^2/\text{m}$

Na direção x a armadura inferior é  $\Phi 10//0,35$  ( $A=2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Na direção y é  $\Phi 12//0,25$  ( $4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ ). Como na fase de construção a armadura inferior colocada foi de  $2\Phi 20$  ( $6,14 \text{ cm}^2$ ), não é necessário colocar mais armadura, uma vez que a armadura inferior para a fase de construção é suficiente para a fase em tempo infinito.

#### 5.5.5.1. Armadura de Distribuição

A armadura de distribuição é determinada pela fórmula 5.9.

$$A_{dist} = 0,20 \times A_{principal} \quad (5.9)$$

$$A_{dist} = 0,20 \times 4,02 = 0,804 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A armadura de distribuição é  $\Phi 6//0,30$ .

#### 5.5.6. ARMADURA TRANSVERSAL DA LAJE

De acordo com o EC2, a armadura transversal apenas é dimensionada e colocada quando se verifica  $V_{rd,c} \leq V_{ed}$ .

Iniciando o cálculo:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[ C_{Rd,c} \times k (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \\ &= \left[ 0,12 \times 2,0 \times (100 \times 0,002 \times 20)^{1/3} \right] \times 1000 \times 114 = 43431,3 \text{ N} \\ &= 43,4 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{144}} = 2,32 \leq 2,0 \Rightarrow KO! \Rightarrow k = 2,0$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \times d} = \frac{2,17}{100 \times 11,4} = 0,002 \leq 0,002 \Rightarrow OK!$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c}(\min) &= \left[ v_{min} + k_1 \times \sigma_{cp} \right] \times b_w \times d \\ &= \left[ 0,035 \times 2,0^{3/2} \times 20^{1/2} + 2,0 \times 0 \right] \times 1000 \times 114 = 11285,4 \text{ N} \\ &= 11,3 \text{ KN} \end{aligned}$$

Em suma, os valores obtidos foram:

- $V_{Rd,c} = 43,3 \text{ KN}$ ;
- $V_{Rd,c}(\min) = 11,3 \text{ KN}$ .

Logo,  $V_{Rd,c} = 43,4 \text{ KN}$ .

Pelo programa *Autodesk Robot*, o maior valor do esforço transversal verificado nas lajes de cobertura é de 18,46 KN. Ou seja:

$$V_{rd,c} \geq V_{Ed}$$

E por isso não é necessário dimensionar armadura transversal para as lajes da cobertura.

#### 5.5.7. ARMADURA LONGITUDINAL DAS VIGAS

No cálculo da armadura longitudinal das vigas, os momentos máximos positivos e negativos foram retirados do programa em uso, o *Autodesk Robot*.

A figura 5.10 mostra uma imagem no *Robot Autodesk* com as vigas da cobertura.

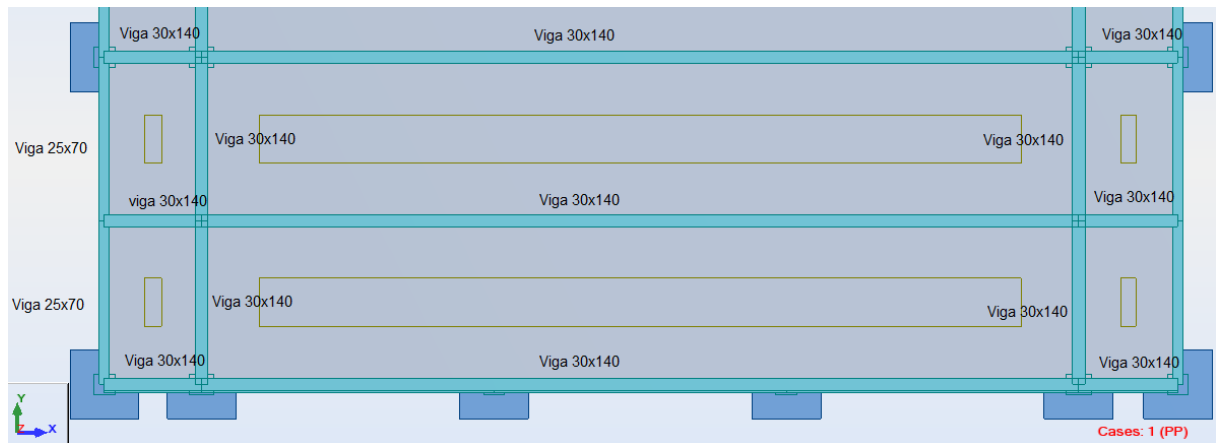


Fig. 5.10 – Vigas da cobertura

Para as representadas na figura 5.11, orientadas segundo o eixo do x com secção 30x140 m<sup>2</sup> a armadura é determinada de seguida.

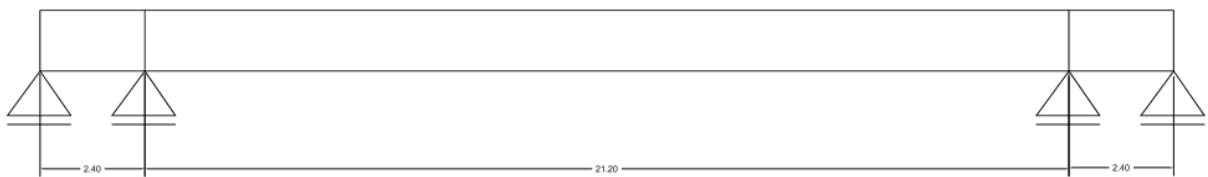


Fig. 5.11 – Viga com secção 30x140 m<sup>2</sup>, orientada segundo o eixo x

Os momentos são:

$$M_{tração} = 1146,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{compressão} = -1120,51 \text{ KN.m}$$

Pelas formulas 4.16 e 4.17, e para:

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 1,40 = 1,26 \text{ m}$$

A armadura é de:

$$A_{s,tração} = 23,3 \text{ cm}^2 \text{ podendo ser colocada uma armadura de } 5\Phi 25 \text{ (A= 24,54 cm}^2\text{);}$$

$$A_{s,compressão} = 22,5 \text{ cm}^2 \text{ podendo optar-se por uma armadura de } 5\Phi 25 \text{ (A=24,54 cm}^2\text{).}$$

A armadura mínima é igual a:

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,30 \times 1,26 = 5,7 \text{ cm}^2 \Rightarrow OK!$$

A armadura máxima longitudinal, segundo a fórmula 4.19, é de:

$$A_{s,máx} = 0,04 \times (0,30 \times 1,40) = 0,0168 \text{ m}^2 = 168 \text{ cm}^2 \Rightarrow OK!$$

Agora é demonstrada a determinação da armadura longitudinal, para o caso da viga representada na figura 5.12, orientada segundo o eixo y e com secção de 25x70 m<sup>2</sup>.

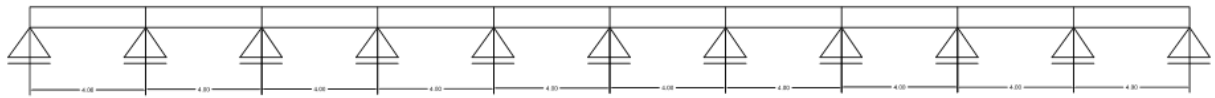


FIG. 5.12 - Viga com secção 25x70 m<sup>2</sup>, orientada segundo o eixo y

Os momentos são:

$$M_{tração} = 13,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{compressão} = -13,64 \text{ KN.m}$$

Pelas fórmulas 4.16 e 4.17, e para:

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,70 = 0,63 \text{ m}$$

A armadura é de:

$$A_{s,tração} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,compressão} = 0,76 \text{ cm}^2$$

São armaduras muito baixas e por isso a armadura a colocar foi a armadura mínima, determinada de seguida (formula 4.19 do capítulo 4).

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,25 \times 0,63 = 2,35 \text{ cm}^2 \text{ podendo corresponder a uma armadura de } 2\Phi 16 \text{ (A=4,02 cm}^2\text{)}.$$

A armadura máxima longitudinal, segundo a fórmula 4.20 é de:

$$A_{s,máx} = 0,04 \times (0,30 \times 1,40) = 0,0168 \text{ m}^2 = 168 \text{ cm}^2 \Rightarrow OK!$$

Para as vigas iguais às representadas na figura 5.12, mas com secção de 30x140 m<sup>2</sup>, os momentos são:

Os momentos são:

$$M_{tração} = 44,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{compressão} = -43,14 \text{ KN.m}$$

Pelas fórmulas 4.16 e 4.17, e para:

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 1,40 = 1,26 \text{ m}$$

A armadura é de:

$$A_{s,tração} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,compressão} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Tal como aconteceu acima, as armaduras são muito baixas e por isso a armadura a colocar foi a armadura mínima, determinada de seguida (formula 4.19 do capítulo 4).

$$A_{s,min} = 0,26 \times \frac{2,9}{500} \times 0,30 \times 1,26 = 5,7 \text{ cm}^2 \text{ podendo corresponder a uma armadura de } 2\Phi 20 \text{ (A=6,28 cm}^2\text{)}.$$

A armadura máxima longitudinal, segundo a fórmula 4.20 é de:

$$A_{s,máx} = 0,04 \times (0,30 \times 1,40) = 0,0168 \text{ m}^2 = 168 \text{ cm}^2 \Rightarrow OK!$$

#### 5.5.8. ARMADURA TRANSVERSAL DAS VIGAS

Para se determinar a armadura transversal das vigas é usada a fórmula 4.29, presente no Capítulo 4.

1. Vigas orientadas segundo o eixo x:

$$z = 0,9 d = 0,9 (0,9 \times 1,40) = 1,134 \text{ m};$$

$$\cot \theta = 2,0;$$

Substituindo os valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times 1,134 \times \frac{500000}{1,15} \times 2,0 = \frac{A_{sw}}{s} \times 986087$$

Através do *Autodesk Robot*, o valor máximo do esforço transversal ( $V_{Rd,s}$ ) na viga é de 2,15 KN.

$$2,15 = \frac{A_{sw}}{s} \times 986087 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 0,02 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Mas a taxa de armadura de esforço transversal ( $\rho_w$ ) é dada pela fórmula 29 (capítulo 4).

Como  $\rho_w$  não poderá ser inferior a :

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{30})/500 = 0,0009$$

$$\rho_w = A_{sw}/(s \times 0,30 \times \sin 90^\circ) = A_{sw}/(s \times 0,30)$$

Os estribos mínimos a ter são:

$$0,0009 = A_{sw}/(s \times 0,30) \Leftrightarrow A_{sw}/s = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow KO!$$

Logo, a armadura transversal terá que ser a mínima exigida.

$A_{sw}/s = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$  que pode ser satisfeita por  $\Phi 8//0,175$  ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

O espaçamento longitudinal máximo é determinado pela fórmula 4.32 do Capítulo 4.

$$s_{l,m\acute{a}x} = 0,75 \times 1,134 (1 + \cot 90^\circ) = 0,42\text{m} \Rightarrow OK!$$

2. Vigas orientadas segundo o eixo y:

$$z = 0,9 d = 0,9 (0,9 \times 1,40) = 1,134 \text{ m};$$

$$\cot \theta = 2,0;$$

Substituindo os valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times 1,134 \times \frac{500000}{1,15} \times 2,0 = \frac{A_{sw}}{s} \times 986087$$

Através do *Autodesk Robot*, o valor máximo do esforço transversal ( $V_{Rd,s}$ ) na viga é de 136,32 KN.

$$136,32 = \frac{A_{sw}}{s} \times 986087 \Leftrightarrow \frac{A_{sw}}{s} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Tal como nas outras vigas a quantidade mínima de armadura de esforço transversal ( $\rho_w$ ) é de  $2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ , que é superior à determinada. Assim sendo a armadura transversal desta viga é também de  $\Phi 8//0,175$  ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Em resumo, o quadro 5.4, 5.4 e 5.6 mostra as armaduras necessárias em toda a cobertura feita por pré-lajes.

Quadro 5.4 – Armadura das pré-lajes para a Fase de Construção

Armadura para a Fase de Construção	Solução
Armadura Superior	$2\Phi 20/\text{m}$ ( $6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
Armadura Inferior	$8\Phi 8/\text{m}$ ( $4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Quadro 5.5 – Armadura das lajes para a Fase de Vida Útil

Armadura Longitudinal	Superior	X	$\Phi 10//0,30$ ( $2,60 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
		Y	$\Phi 12//0,25$ ( $4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
	Inferior	X	Não é preciso mais armadura porque a armadura colocada na fase de construção é suficiente.
		Y	
		Armadura de distribuição	$\Phi 6//0,30$ ( $0,93 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
Armadura Transversal	Não é necessário armadura transversal para as lajes		

Quadro 5.6 – Armadura das vigas

Extensão da viga			Solução
Segundo x	Armadura Longitudinal	max	$5\Phi 25$ ( $24,54 \text{ cm}^2$ )
		min	$5\Phi 25$ ( $24,54 \text{ cm}^2$ )
	Armadura Transversal		$\Phi 8//0,175$ ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
Segundo y	Viga com seção $30 \times 140 \text{ m}^2$	Armadura Longitudinal	max $2\Phi 16$ ( $4,02 \text{ cm}^2$ )
			min $2\Phi 16$ ( $4,02 \text{ cm}^2$ )
		Armadura Transversal	$\Phi 8//0,175$ ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ )
	Viga com seção $25 \times 70 \text{ m}^2$	Armadura Longitudinal	max $2\Phi 20$ ( $6,28 \text{ cm}^2$ )
			min $2\Phi 20$ ( $6,28 \text{ cm}^2$ )
		Armadura Transversal	$\Phi 8//0,175$ ( $2,86 \text{ cm}^2/\text{m}$ )



# 6

## ANÁLISE DE CUSTOS E PRAZOS NA CONSTRUÇÃO COM LAJES ESCORADAS

### 6.1. INTRODUÇÃO

O principal objetivo do presente trabalho foi determinar qual a solução mais vantajosa entre uma construção que recorre ao uso de lajes de solução tradicional e uma construção que recorre ao uso de pré-lajes. Para chegar a essa conclusão os melhores parâmetros a analisar foram os custos e os prazos, associados a cada tipo de construção de lajes.

Neste capítulo é abordada a análise dos custos e dos prazos no caso da construção do auditório com uma laje de cobertura escorada, ou seja, usando a solução tradicional.

Os elementos em análise são os seguintes:

- Vigas de betão armado, betão C30/37 e aço A500NR;
- Lajes armadas em duas direções, betão C30/37 e aço A500NR.

### 6.2. MEDIÇÕES

Para determinar os custos e os prazos de uma obra é necessário em primeiro lugar realizar as medições, ou seja, determinar a quantidade de betão, armadura e cofragem.

O escoramento também entra na contabilização dos custos e prazos, mas como este não é comprado mas sim alugado, o seu tratamento é diferente dos restantes.

#### 6.2.1. REGRAS DE MEDIÇÕES

Neste subcapítulo são apresentadas as regras por que se regem as medições habitualmente usadas pelos profissionais da construção civil em Portugal. Elas são individualizadas em betão, armadura e cofragem, uma vez que permitem uma determinação mais precisa das quantidades de materiais a utilizar e uma obtenção mais correta de orçamentos (Fonseca, 2005).

##### 6.2.2.1. Betão

As medições efetuadas para as estruturas de betão baseiam-se nas formas geométricas que estas adquirem. No presente trabalho as medições das vigas e das lajes são feitas separadamente, uma vez que as condições de execução são diferentes nos dois casos. Segundo M. Santos Fonseca, as medições seguem as seguintes regras [18]:

a) Betão das vigas:

A medição é feita em metro cúbico ( $m^3$ ), onde os comprimentos são determinados segundo formas geométricas simples definidas pelas faces dos pilares ou das vigas que intercetam as vigas.

a) Betão das lajes:

A medição é feita em  $m^3$  e o comprimento e a largura serão determinados entre as faces das vigas, lintéis, pilares e paredes entre as quais se inserem.

Assim sendo, numa forma generalista, no cálculo das medições da quantidade de betão é usada a fórmula: largura x comprimento x altura.

#### 6.2.2.2. Armadura

A medição da armadura é feita em quilogramas (Kg), onde os comprimentos serão determinados em metros e convertidos em Kg, de acordo com a massa nominal dos varões [18].

#### 6.2.2.3. Cofragem

A cofragem é necessária para moldar os elementos estruturais, onde as medições serão feitas em metro quadrado ( $m^2$ ) [18].

O cálculo das cofragens necessárias foi obtido considerando todas as superfícies de betão que necessitam de ser moldadas, ou seja, foi usada a expressão de largura x comprimento. É necessário salientar que no cálculo da quantidade de cofragem das lajes, só se mede a área da parte de baixo, uma vez que os lados das lajes encontram-se ligados às vigas.

Na figura 6.1 é possível ver a armadura e cofragem de uma viga betonada “*in situ*”.



Fig. 6.1 – Armadura e cofragem de uma viga

#### 6.2.2. MEDIÇÕES DA COFRAGEM, ARMADURA E BETÃO

Como já foi referenciado várias vezes apenas interessa a análise das vigas e das lajes que compõem a cobertura do edifício. Por isso mesmo as medições apenas foram feitas para esses casos e encontram-se resumidas no quadro 6.1. As folhas com as medições pormenorizadas encontram-se no anexo 3, quadros 1 e 2.

Quadro 6.1 – Medições de betão, armadura e cofragem da cobertura

Elemento	Betão [m <sup>3</sup> ]	Armadura [Kg]	Cofragem [m <sup>2</sup> ]
Vigas	130,88	14267,26	606,25
Lajes	309,27	21866,40	1030,9
Total	440,15	36133,66	1637,16

### 6.2.3. MEDIÇÕES DO ESCORAMENTO

Existe um projeto específico para o escoramento que é importante que seja seguido à risca para que a estabilidade e resistência da estrutura sejam garantidas. No presente estudo foram utilizados escoramento tipo torre, representado na figura 6.2.



Fig. 6.2 – Escoramento tipo torre

Neste estudo foi feito um esboço do projeto de escoramento. Esse mesmo esboço é bastante simples quando comparado com um projeto de escoramento real. A figura 6.3 mostra o alçado desse escoramento.

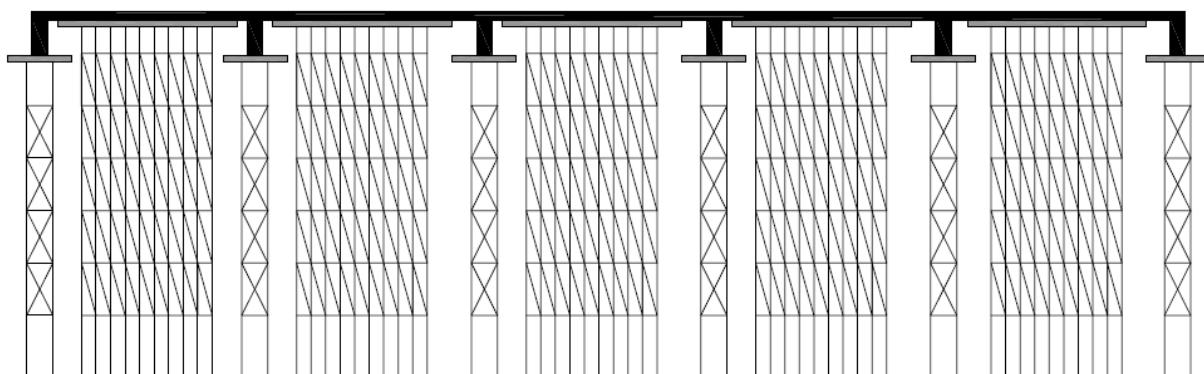


Fig. 6.3 – Alçado do projeto de escoramento

O escoramento é composto por prumos, travessas, diagonais, vigas principais e vigas secundárias. Foram usadas para vigas principais e secundárias as vigas VT20 feitas de derivados de madeira e comercializadas pela empresa alemã PERI. A figura 6.4 mostra o desenho dessa viga presente no catálogo da referida empresa. Na mesma figura estão presentes as suas dimensões.

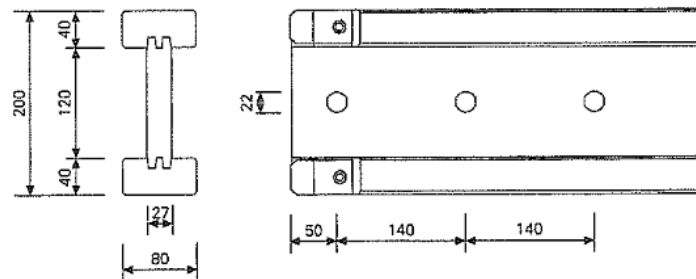


Fig. 6.4 – Viga de madeira VT20 [20]

As travessas são os elementos horizontais e as diagonais que, como o próprio nome indica, são os elementos diagonais (ver figura 6.2). Ambos unem os diversos prumos (verticais).

A contabilização do escoramento, para determinar o seu custo, é bastante simples. Não é necessário determinar as quantidades reais que o projeto de escoramento apresenta, ou seja, saber quantos prumos e quais as suas características e dimensões. Apenas é preciso saber o volume que esse escoramento vai ocupar. No nosso caso, ele ocupa o volume da sala de auditório, área da base pela altura.

$$26 \times 40 \times 11 = 11.440 \text{ m}^3$$

A este valor é multiplicado o custo por  $\text{m}^3$  e pelos dias de aluguer.

### 6.3. PRAZOS

Para determinar o prazo previsto de uma obra é necessário elaborar um plano com as diferentes atividades que envolvem a obra e indexá-la a um calendário. “ No fundo, é decompor a obra em tarefas ou atividades elementares e definir para cada uma, datas de início e fim e folgas de realização” [14].

Para realizar esse planeamento de tarefas é necessário saber quais as tarefas envolvidas, qual a duração das mesmas e qual a sua sequência.

#### 6.3.1. LISTAGEM DAS TAREFAS

A listagem das tarefas corresponde à organização das atividades que é necessário executar para alcançar o fim pretendido, neste caso a construção de uma laje de cobertura.

Sendo o objetivo comparar os prazos que envolvem a execução de uma laje escorada e uma pré-laje para a laje de cobertura, apenas nos interessa saber quais as tarefas necessárias à execução dessa laje. Tal como no dimensionamento da armadura, as vigas também foram tidas em conta na comparação, porque elas também variam nas duas soluções em estudo.

Para a execução de uma laje em solução tradicional as tarefas são as apresentadas no Quadro 6.2.

Quadro 6.2- Listagem de tarefas para as lajes em solução tradicional

Nº	Tarefa
1.	Montagem do Escoramento de lajes e vigas
2.	Montagem da Cofragem de lajes e vigas
3.	Montagem de Armaduras de lajes e vigas
4.	Betonagem de lajes e vigas
5.	Tempo de espera:
5.1.	Cofragem da face inferior das lajes
5.2.	Escoramento das lajes
5.3.	Cofragem da face inferior das vigas
5.4.	Escoramento das Vigas
6.	Descofragem das lajes e das vigas
7.	Remoção do escoramento das lajes e das vigas

### 6.3.2. DURAÇÃO DAS TAREFAS

A determinação da duração das tarefas é normalmente feita com recurso a rendimentos de mão-de-obra. Os rendimentos da grua que é utilizada na realização de tarefas tais como a betonagem ou a colocação de armadura não influênciam o rendimento das equipas, pelo que não é contabilizada no presente estudo. A grua encontra-se disponível durante todo o prazo de execução da obra.

Neste trabalho a estimativa das durações das diferentes tarefas foi feita com auxílio do livro “Informação sobre custos: Fichas de Rendimentos” de Armando Costa Manso.

Os rendimentos dos trabalhadores são os seguintes:

- Cofragem de vigas com 3 utilizações dos moldes:
  - Carpinteiro: 1,5 h/m<sup>2</sup>;
  - Ajudante de carpinteiro: 1,1 h/m<sup>2</sup>;
- Descofragem de vigas sem cuidados especiais:
  - Servente: 0,210 h/m<sup>2</sup>
- Cofragem para lajes maciças (3 utilizações)
  - Carpinteiro: 1,060 h/m<sup>2</sup>;
  - Ajudante de carpinteiro: 0,760 h/m<sup>2</sup>;
- Descofragem de lajes maciças sem cuidados especiais:
  - Servente: 0,125 h/m<sup>2</sup>;
- Armaduras de aço - Armaduras A500NR em pilares e vigas incluindo corte, dobragem e montagem:
  - Servente: 0,030 h/Kg;

- Armador de ferro: 0,030 h/Kg;
- Armaduras de aço – Armaduras A500NR em lajes maciças incluindo corte, dobragem e montagem:
  - Servente: 0,030 h/kg;
  - Armador de ferro: 0,030 h/kg;
- Betão em vigas:
  - Pedreiro: 0,420 h/m<sup>3</sup>;
  - Servente: 2,650 h/m<sup>3</sup>;
- Betão em lajes maciças:
  - Pedreiro: 0,309 h/m<sup>3</sup>;
  - Servente: 1,9 h/m<sup>3</sup>;
- Escoramento em lajes e vigas:
  - Servente: 0,08 h/m<sup>2</sup>.

No presente trabalho a autora decidiu que os recursos disponíveis são:

- 1 Grua;
- 24 Operários compostos por:
  - 8 Carpinteiros;
  - 8 Ferrageiros;
  - 8 Serventes.

Os serventes são trabalhadores que fazem diversos trabalhos e que não se encontram alocados apenas a um determinado serviço.

Depois de executada a laje de pavimento só é permitido seguir para a laje de cobertura quando os elementos de betão do piso inferior se apresentem em condições, ou seja, quando for possível retirar a cofragem e o escoramento, sem prejudicar a estabilidade da estrutura.

Apenas quando a estrutura de betão alcança a resistência adequada para suportar a carga e impedir deformações ou quando a cofragem já não é necessária para a cura, é que é possível retirar as cofragens. Por isso, o tempo de espera terá que ser contabilizado no prazo da obra.

Para determinar os períodos necessários para a manutenção de cofragem e escoramento (prumos) a autora guiou-se pelo quadro 6.3 [32].

Quadro 6.3 - Tempo necessário de manutenção de escoramento e cofragens

		Temperatura face ao betão			
		≥24 °C	16°C	8 °C	2 °C
Pilares	Cofragens Verticais	9 h	12 h	18 h	30 h

Lajes	Cofragem da face inferior	3 dias	4 dias	6 dias	10 dias
	Prumos	7 dias	10 dias	15 dias	25 dias
Vigas	Cofragem da face inferior	7 dias	10 dias	15 dias	25 dias
	Prumos	10 dias	14 dias	21 dias	36 dias

Interpretando o quadro 6.3 e guiando-nos pelo projeto em estudo, após a colocação da cofragem e do escoramento que irá definir a face inferior da laje da cobertura, é colocada a armadura e depois está pode ser betonada. Todos os prumos que suportam as vigas e as lajes e a respetiva cofragem apenas são retirados, de acordo com o quadro 6.3, ao fim de 21 dias a contar depois do fim da betonagem.

Desta forma a autora conseguiu determinar o tempo de espera que influencia em grande parte o largo prazo de uma obra que recorre à solução de lajes escoradas.

De salientar que a autora usou como temperatura face ao betão os 8 °C visto ser aquela que mais se assemelha à temperatura portuguesa.

Com as medições, rendimentos das equipas e também os tempos de espera, estamos aptos a determinar o prazo total da obra. Primeiro, o tempo de espera é determinado como foi referido acima e em segundo, as durações das equipas são determinadas pela fórmula 6.1 [14].

$$D_1 = Q \times R_{eq} \quad (6.1)$$

Onde:

$D_1$  – Duração para uma equipa;

$Q$  – Quantidade associada à tarefa (medições);

$R_{eq}$  – Rendimento da equipa que realiza a tarefa.

O quadro 6.4 permitiu realizar o cálculo da duração de cada uma das tarefas que envolvem a construção da cobertura com lajes pela solução tradicional.

Quadro 6.4 – Determinação da duração das tarefas

Tarefa		Rendimento		Quantidade		Duração (horas) 1 dia = 8 horas
Vigas	Montagem de Cofragem	1,5	h/m <sup>2</sup>	606,26	m <sup>2</sup>	909
	Colocar Armadura	0,03	h/Kg	14267,26	Kg	428
	Betonagem	2,65	h/m <sup>3</sup>	130,88	m <sup>3</sup>	347
	Descofragem	0,21	h/m <sup>2</sup>	606,26	m <sup>2</sup>	127
Lajes	Montagem de Cofragem	1,06	h/m <sup>2</sup>	1030,90	m <sup>2</sup>	1093

	Colocar Armadura	0,03	h/Kg	21866,40	Kg	656
	Betonagem	1,9	h/m <sup>3</sup>	309,27	m <sup>3</sup>	588
	Descofragem	0,125	h/m <sup>3</sup>	1030,90	m <sup>2</sup>	129
Montagem do escoramento das lajes e vigas		20	m <sup>2</sup> /h	11.440	m <sup>3</sup>	572
Desmontagem do escoramento das lajes e vigas		40	m <sup>2</sup> /h	11.440	m <sup>3</sup>	286

Mas para determinar o prazo da obra foi preciso atribuir cada duração às tarefas presentes na lista do quadro 6.5 para depois, com recurso ao *MSPProject* determinar o prazo total. O quadro 6.5 organiza essa informação.

Quadro 6.5 – Duração das tarefas

Tarefas	Duração (horas) 1 dia = 8 horas	Duração (dias)
Montagem do Escoramento das lajes e vigas	572	-
Montagem da Cofragem das lajes e vigas	2002	-
Montagem de armaduras de lajes e vigas	1084	-
Betonagem de lajes e vigas	934	-
Tempo de espera:	-	-
Cofragem da face inferior das lajes	-	6
Escoramento das lajes	-	15
Cofragem da face inferior das vigas	-	15
Escoramento das Vigas	-	21
Descofragem das lajes e das vigas	256	-
Remoção do escoramento das lajes e das vigas	286	-

Apesar de já estarem contabilizadas as durações de cada tarefa foi necessário ter em conta diversos fatores e não apenas somar as duração e assim determinar o prazo total da obra. É preciso ter em conta que as tarefas são feitas apenas durante o horário de trabalho (8 horas diárias) durante 5 dias úteis em cada semana e que a obra possui uma equipa de operários. Além disso a linguagem em horas é muito pouco perceptível sendo mais útil falar em semanas.

Por isso foram feitas “conversões” em cada uma das tarefas.

#### 1. Montagem do Escoramento de lajes e vigas

Para a montagem do escoramento temos à disposição 8 equipas compostas por 1 oficial e 1 servente cada. Sabendo que temos 572 horas de trabalho e que o horário de trabalho é de 8 horas diárias:



$$572 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} = 71,5 \text{ dias/equipa}$$

$$71,5 \text{ dias} / 8 \text{ equipas} = 9 \text{ dias}$$

## 2. Montagem de Cofragem e escoramento de lajes e vigas

Cada equipa na cofragem é composta por 1 carpinteiro e 1 servente. Temos disponíveis 8 carpinteiros e 8 serventes, então temos 8 equipas para trabalhar na colocação de cofragem das lajes e das vigas. Sabendo que temos 2002 horas de trabalho, mas que o horário diário é de 8 horas e durante a semana 5 dias úteis de trabalho:

$$2002 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} = 250 \text{ dias/equipa}$$

$$250 \text{ dias} / 5 \text{ dias úteis} = 50 \text{ semanas/equipa}$$

$$50 \text{ semanas} / 8 \text{ equipas} = 7 \text{ semanas}$$

A duração total de colocação de cofragem e escoramento levará 7 semanas.

## 3. Montagem de Armaduras de lajes e vigas

No caso da montagem da armadura de lajes e vigas a duração total foi de 1084 horas (428+656). E cada equipa é composta por 8 ferrageiros, logo temos 8 equipas de ferrageiros. O horário de trabalho é o mesmo.

$$1084 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} = 135 \text{ dias/equipa}$$

$$135 \text{ dias} / 5 \text{ dias úteis} = 27 \text{ semanas/equipa}$$

$$27 \text{ semanas} / 8 \text{ equipas} = 4 \text{ semanas}$$

## 4. Betonagem de lajes e vigas

Para determinar o prazo desta etapa seria necessário ter em conta uma diversidade de fatores em especial o número de betoneiras presentes em obra e o número de viagens que estas fazem entre a obra e a central de betão. Foi assumido que o fornecimento do betão e a betonagem têm uma duração de 2 dias.

## 5. Tempo de espera

O tempo de espera é composto pelas seguintes subtarefas:

- Cofragem da face inferior das lajes;
- Escoramento das lajes;
- Cofragem da face inferior das vigas;
- Escoramento das vigas.

Cada duração destas subtarefas foi determinada com o auxílio do quadro 6.3.

Também é preciso sublinhar que o tempo de espera inclui a contabilização dos fins de semana e não apenas dos dias úteis, ou seja, esta “tarefa” decorre ao longo de 24 horas seguidas.

## 6. Descofragem das lajes e das vigas

A descofragem foi feita da mesma forma que foi determinada a duração da cofragem, mas com o respetivo rendimento. A duração total para a descofragem determinada foi de 256 horas (127+129). A equipa desta tarefa é composta por 1 servente, logo temos 8 equipas disponíveis.

$$256 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} = 32 \text{ dias/equipa}$$

$$32 \text{ dias} / 5 \text{ dias úteis} = 6,4 \text{ semanas/equipa}$$

$$6,4 \text{ semanas} / 8 \text{ equipas} = 0,8 \text{ semanas} = 4 \text{ dias}$$

## 7. Remoção do escoramento das lajes e das vigas

A remoção do escoramento das lajes e das vigas demora 132 horas.

$$286 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} = 35,75 \text{ dias/equipa}$$

$$35,75 \text{ dias} / 8 \text{ equipas} = 5 \text{ dias}$$

### 6.3.3. ENCADEAMENTO DAS TAREFAS

Com as tarefas e as durações determinadas, e com o auxílio da ferramenta *MS Project 2010* foi feito o encadeamento e a calendarização das tarefas. A figura 6.5 mostra essa listagem e a contabilização dos dias necessário para a execução de uma laje escorada a grande altura. Esse prazo é de 63 dias. Foi admitido que a obra se inicia a 1 de julho de 2013.

	Task Mod	Task Name	Duration	Start	Finish	Predecessors
1		<b>COBERTURA</b>	<b>63 days</b>	<b>Mon 01-07-13</b>	<b>Wed 25-09-13</b>	
2		Montagem do Escoramento das lajes e vigas	9 days	Mon 01-07-13	Thu 11-07-13	
3		Montagem da Cofragem das lajes e vigas	7 wks	Tue 02-07-13	Mon 19-08-13	2SS+1 day
4		Montagem de Armaduras de lajes e vigas	4 wks	Tue 30-07-13	Mon 26-08-13	3SS+4 wks
5		Betonagem de lajes e vigas	2 days	Tue 27-08-13	Wed 28-08-13	4
6		<b>Tempo de espera:</b>	<b>15 days</b>	<b>Wed 28-08-13</b>	<b>Wed 18-09-13</b>	
7		Cofragem da face inferior das lajes	6 edays	Wed 28-08-13	Tue 03-09-13	5
8		Escoramento das lajes	15 edays	Wed 28-08-13	Thu 12-09-13	5
9		Cofragem da face inferior das vigas	15 edays	Wed 28-08-13	Thu 12-09-13	5
10		Escoramento das Vigas	21 edays	Wed 28-08-13	Wed 18-09-13	5
11		Descofragem das lajes e das vigas	4 days	Thu 19-09-13	Tue 24-09-13	6
12		Remoção do escoramento das lajes e das vigas	5 days	Thu 19-09-13	Wed 25-09-13	6

Fig. 6.5 – Listagem das tarefas no MSProject

A figura 6.6 mostra o gráfico de Gantt determinado no programa MSProject.

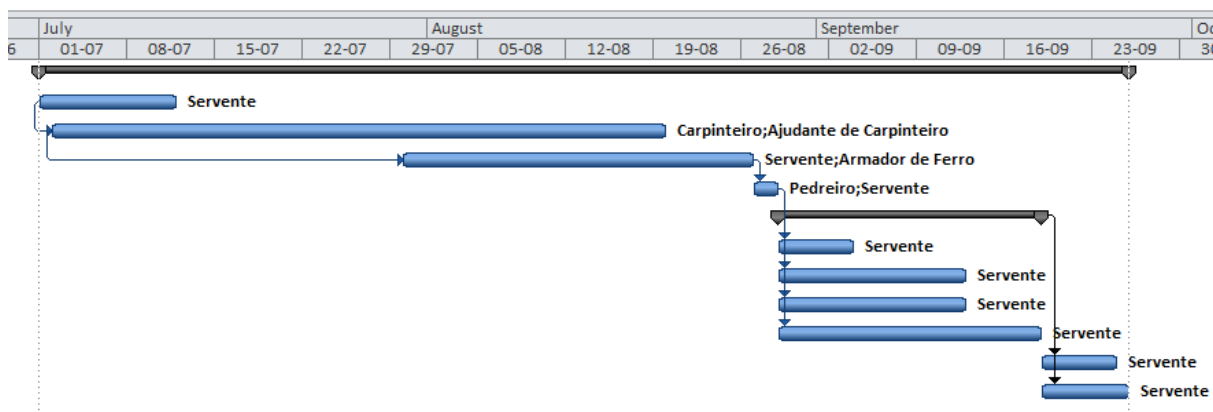


Fig. 6.6 – Gráfico de Gantt

## 6.4. CUSTOS

No ramo da construção civil os custos encontram-se habitualmente segmentados em:

- Custos diretos;
- Custos indiretos;
- Custos de estaleiro.

Os custos diretos são todos os custos aplicados à obra e às suas tarefas como tijolos, pedreiro, carpinteiro, equipamentos.

Os custos indiretos estão associados à vida da empresa como os salários, administração ou custos com a sede.

Os custos de estaleiro são particulares de uma dada obra como a eletricidade, aluguer dos barracos, água, salários de pessoal de chefia, vedações, vias de comunicação provisórias [14].

No cálculo dos custos do projeto em estudo são usados os custos diretos, os custos indiretos e os custos com o estaleiro.

Os custos diretos foram fornecidos pelo sector de orçamentos da seção de construções da empresa *Soares da Costa* e estão apresentados no quadro 6.6 e quadro 6.7. Já os custos de aluguer de todo o equipamento de escoramento foram gentilmente cedidos pelo Senhor Guilherme Silva, especialista em escoramento da empresa *Soares da Costa*.

Quadro 6.6 – Custos diretos

Artigo	Custo
Betão C30/37	75 a 80 €/m <sup>3</sup>
Mão-de-obra para colocação de betão	4 a 5 €/m <sup>3</sup>
Cofragem em lajes e vigas	10 a 12 €/m <sup>2</sup>
Aluguer do escoramento	0,07 €/m <sup>3</sup> /dia
Mão-de-obra para colocação do aço (corte, dobragem e montagem)	0,17 €/Kg

Quadro 6.7 – Fornecimento de aço

Aço A500NR (€/Kg)						
Ø6	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25
0,85	0,83	0,80	0,78	0,77	0,77	0,79

Os custos indiretos e custos de estaleiros foram representados, respetivamente, com a adição de 7 % e 15 % dos custos diretos de cada artigo.

O quadro 6.8 mostra o cálculo detalhado do custo total gasto com armadura.

Quadro 6.8 – Custo total gasto em Aço

Aço A500NR (€/kg)								Custo Total (€)
Diâmetro (mm)	Ø6	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	
Custo da armadura (€)	0,85	0,83	0,8	0,78	0,77	0,77	0,79	28.361,01
Armadura (Kg)	-	291,23	2.987,37	21.461,45	574,39	-	10.819,22	
Custo (€)	-	241,72	2.389,89	16.739,93	442,28	-	8.547,19	

Com as medições do quadro 6.1, mais os custos por unidade apresentados nos quadros 6.6 e 6.7 e o custo total com a armadura presente no quadro 6.8, foi possível determinar os custos totais subjacentes à construção de uma laje de cobertura a partir de lajes escoradas (quadro 6.9).

O tempo de aluguer do escoramento é de 21 dias. O quadro 6.9 mostra o custo total da obra.

Quadro 6.9 – Determinação do custo total

		Quantidade		Preço (€)/ un.	Custos diretos (€)
Betão	Betão	440,15	m <sup>3</sup>	80	35.211,80
	Mão-de-obra			5	2.200,74
Cofragem		1637,16	m <sup>2</sup>	12	19.645,86
Armadura	Armadura	36133,66	Kg	Quadro 6.8	28.361,01
	Mão-de-obra			0,17	6.142,72
Escoramento		11440	m <sup>3</sup>	0,07	28.028,00
TOTAL (€)					119.590,13
Incluindo custos indiretos e de estaleiro					145.899,96

Como resultado do quadro 6.9, o custo de execução da cobertura recorrendo á solução tradicional é de 145.899,96€. O custo por metros quadrado é de:

$$145.899,96/1040 \approx 140 \text{ €/m}^2$$



# 7

## ANÁLISE DE CUSTOS E PRAZOS NA CONSTRUÇÃO COM PRÉ-LAJES

### 7.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo é abordada a análise dos custos e dos prazos no caso da construção do auditório com uma laje de cobertura construída por pré-lajes.

Os elementos em análise são os seguintes:

- Pré-lajes com treliças metálicas com betão C30/37 e aço A500NR;
- Betão da camada de compressão betonado “*in situ*” C30/37 e armaduras para momentos positivos e negativos da laje com aço A500NR;
- Vigas de betão armado, betão C30/37 e aço A500NR.

### 7.2. MEDIÇÕES

#### 7.2.1. MEDIÇÕES DA COFRAGEM, ARMADURA E BETÃO

As tabelas de medições da quantidade de betão, armadura e de cofragem estão no Anexo 4. O quadro 7.1 apresenta em resumo as quantidades obtidas.

Quadro 7.1 - Medições de betão, armadura e cofragem da cobertura

Elemento	Betão [m <sup>3</sup> ]	Armadura [Kg]	Cofragem [m <sup>2</sup> ]
Vigas	98,83	3312	691,78
Lajes	70,23	17924	Não tem
Total	169,05	21237	691,78

#### 7.2.2. MEDIÇÕES DO ESCORAMENTO

Na presente solução o projeto de escoramento também é composto pelo mesmo tipo de elementos do projeto de escoramento da solução tradicional (6.2.3). Mas nesta solução apenas foi usado escoramento para suportar as vigas, isto é, as lajes não terão qualquer tipo de escoramento (pré-lajes autoportantes).

A figura 7.1. mostra o alçado do esboço do projeto de escoramento na utilização de pré-lajes na cobertura, feito pela autora.

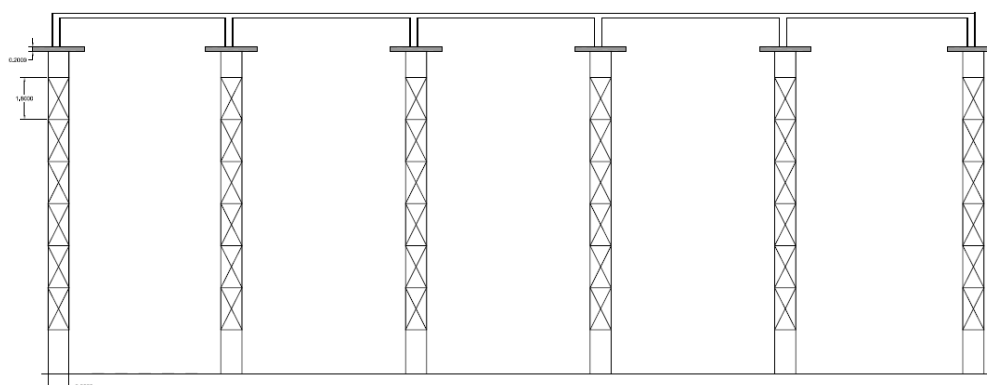


Fig. 7.1 - Alçado do projeto de escoramento

Como nesta solução não foi usado escoramento nas lajes, não é permitido determinar a quantidade do escoramento da mesma forma que foi feito na solução escorada, com a determinação do volume da sala do auditório (feito em 6.2.3.). Aqui apenas é determinado o volume ocupado pelo escoramento das vigas.

$$0,9 \times (40 \times 4 + 26 \times 11) \times 11 = 4415 \text{ m}^3$$

Onde 0,9 metros é a largura do escoramento das vigas, 26 metros e 40 metros o comprimento das vigas e 11 metros a altura de torre de escoramento. Existem 4 lajes com 40 metros e 11 lajes com 26 metros.

### 7.3. PRAZOS

Tal como no estudo da solução tradicional para prever o prazo desta obra é necessário em primeiro lugar elaborar uma listagem de tarefas, determinar a respetivas durações e por fim encadeá-las para dessa forma ser possível determinar o prazo final da obra.

#### 7.3.1. LISTAGEM DAS TAREFAS

O quadro 7.2 mostra a listagem das tarefas referentes à execução de uma cobertura com o uso de pré-lajes.

Quadro 7.2 – Listagem das tarefas

Nº	Tarefa
1	Cofragem e escoramento das vigas
2	Montagem de armaduras das vigas
3	Betonagem das vigas
4	Tempo de espera:
4.1.	Cofragem da face inferior das vigas
4.2.	Escoramento das Vigas
5	Colocação das pré-lajes
6	Descofragem das lajes e das vigas
7	Remoção do escoramento das lajes e das vigas



### 7.3.2. DURAÇÃO DAS TAREFAS

Os rendimentos usados para determinar as durações das tarefas referentes à construção das vigas foram os mesmos usados no capítulo 6 (6.3.2). A equipa de trabalho disponível também foi a mesma para a comparação poder ser o mais correta possível.

Relativamente ao tempo de espera este foi baseado no quadro 6.3 do capítulo 6.

O quadro 7.3 mostra a determinação das durações das tarefas pela fórmula 6.1 e o quadro 7.4 mostra as durações, de acordo com a listagem de tarefas pré-definida no quadro 7.2.

Quadro 7.3 – Determinação da duração das tarefas

	Tarefa		Rendimento/equipa	Quantidade		Duração (horas) 1 dia = 8 horas
Vigas	Montagem do Escoramento	20	m <sup>3</sup> /h	4415,4	m <sup>3</sup>	221
	Cofragem	1,5	h/m <sup>2</sup>	691,78	m <sup>2</sup>	1038
	Armadura	0,03	h/Kg	12698,51	Kg	381
	Betonagem	2,65	h/m <sup>3</sup>	169,05	m <sup>3</sup>	448
	Descofragem	0,21	h/m <sup>2</sup>	691,78	m <sup>2</sup>	145
	Desmontagem do Escoramento	40	m <sup>3</sup> /h	4415,4	m <sup>3</sup>	110
Lajes	Armadura	0,03	h/Kg	6274	Kg	188
	Betonagem	1,9	h/m <sup>3</sup>	70,23	m <sup>3</sup>	133

Quadro 7.4 – Duração das tarefas

Tarefas		Duração (horas) 1 dia = 8 horas	Duração (dias)
Montagem do Escoramento das vigas		221	-
Montagem da Cofragem das vigas		1038	
Montagem da Armadura das vigas		381	-
Betonagem das vigas		262	-
Tempo de espera	Cofragem da face inferior das vigas	-	15
	Escoramento das vigas	-	21
Colocação das Pré-lajes		8	-
Montagem da Armadura das lajes		188	-
Betonagem das lajes		133	-

Descobragem das vigas	145	-
Desmontagem do Escoramento	110	

Tal como no capítulo 6, também foi preciso ter em conta que temos uma equipa disponível, um horário de trabalho e que apenas se trabalha durante 5 dias úteis por semana. As durações também foram convertidas para semanas para permitir uma melhor perceção do tempo decorrido (em horas é confuso).

Sendo feita a conversão para cada tarefa:

1. Montagem do Escoramento das vigas

$$221 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} = 27,6 \text{ dias/equipa}$$

$$27,6 \text{ dias} / 8 \text{ equipa} = 4 \text{ dias}$$

2. Montagem da Cofragem das vigas

$$1038 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} \cong 130 \text{ dias/equipa}$$

$$130 \text{ dias} / 5 \text{ dias úteis} = 26 \text{ semanas(equipa)}$$

$$26 \text{ semanas} / 8 \text{ equipas} \cong 4 \text{ semanas}$$

3. Montagem de Armaduras das vigas

$$381 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} \cong 48 \text{ dias/equipa}$$

$$48 \text{ dias} / 5 \text{ dias úteis} \cong 10 \text{ semanas/equipa}$$

$$10 \text{ semanas} / 8 \text{ equipas} \cong 2 \text{ semanas}$$

4. Betonagem das vigas

Pelas mesmas razões dadas no capítulo 6 aquando a determinação dos prazos necessários para a betonagem, neste caso, a betonagem é feita em algumas horas. Foi admitido uma duração de 4 horas.

5. Colocação das pré-lajes

Temos à disposição uma grua e a colocação das lajes é feita depressa. A sua colocação demora essencialmente 4 horas.

6. Montagem da Armadura das lajes

$$145 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} \cong 24 \text{ dias/equipa}$$

$$24 \text{ dias} / 5 \text{ dias úteis} \cong 5 \text{ semanas/equipa}$$

$$5 \text{ semanas} / 8 \text{ equipas} \cong 0,6 \text{ semanas} = 3 \text{ dias}$$

7. Betonagem das lajes

$$133 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} \cong 17 \text{ dias/equipa}$$

$$17 \text{ dias} / 5 \text{ dias úteis} \cong 4 \text{ semanas/equipa}$$

$$4 \text{ semanas} / 8 \text{ equipas} = 0,5 \text{ semanas} \cong 3 \text{ dias}$$

## 8. Descofragem das vigas

$$145 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} = 18 \text{ dias/equipa}$$

$$18 \text{ dias} / 5 \text{ dias úteis} \cong 4 \text{ semanas/equipa}$$

$$4 \text{ semanas} / 8 \text{ equipas} = 0,5 \text{ semanas} \cong 3 \text{ dias}$$

## 9. Desmontagem do Escoramento

$$110 \text{ horas} / 8 \text{ horas de trabalho} = 13,75 \text{ dias/equipa}$$

$$13,75 \text{ horas} / 8 \text{ equipas} = 2 \text{ dias}$$

### 7.3.3. ENCADEAMENTO DAS TAREFAS

A figura 7.2 mostra essa listagem e a contabilização dos dias necessário para a execução de uma cobertura apoiada no uso de pré-lajes. Esse prazo é de 43 dias. Foi admitido que a obra se inicia a 1 de julho de 2013.

	Task Mod	Task Name	Duration	Start	Finish	Predecessors
1		<b>COBERTURA</b>	<b>43 days</b>	<b>Mon 01-07-13</b>	<b>Wed 28-08-13</b>	
2		Montagem do Escoramento das vigas	4 days	Mon 01-07-13	Thu 04-07-13	
3		Montagem da Cofragem das vigas	4 wks	Tue 02-07-13	Mon 29-07-13	2SS+1 day
4		Montagem de Armaduras das vigas	2 wks	Tue 16-07-13	Mon 29-07-13	3SS+2 wks
5		Betonagem	4 hrs	Tue 30-07-13	Tue 30-07-13	4
6		<b>Tempo de espera:</b>	<b>15 days</b>	<b>Tue 30-07-13</b>	<b>Tue 20-08-13</b>	
7		Cofragem da face inferior das vigas	15 edays	Tue 30-07-13	Wed 14-08-13	5
8		Escoramento das vigas	21 edays	Tue 30-07-13	Tue 20-08-13	5
9		Colocação das Pré-lajes	4 hrs	Tue 20-08-13	Tue 20-08-13	8
10		Montagem da Armadura das lajes	3 days	Wed 21-08-13	Fri 23-08-13	9
11		Betonagem das lajes	3 days	Mon 26-08-13	Wed 28-08-13	10
12		Descofragem das vigas	3 days	Tue 20-08-13	Fri 23-08-13	6
13		Desmontagem do escoramento	2 days	Tue 20-08-13	Thu 22-08-13	6

Fig. 7.2 - Listagem das tarefas no MSProject

A figura 7.3 mostra o gráfico de Gantt determinado no programa MSProject.

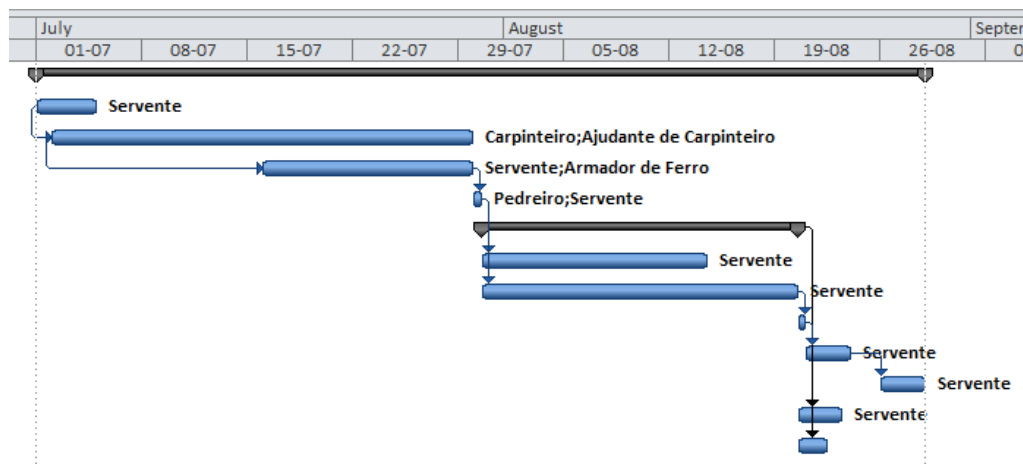


Fig. 7.3 – Gráfico de Gantt

## 7.4. CUSTOS

O cálculo dos custos para uma cobertura composta por pré-lajes também teve em conta os seguintes custos:

- Custos diretos;
- Custos indiretos;
- Custos de estaleiro.

Além disso, as medições para determinar a quantidade de betão, cofragem e armadura desta solução foram feitas de acordo com as regras de medições explicadas no capítulo 6 (6.2.1.).

Relativamente ao preço da pré-laje com treliças metálicas o seu preço de venda foi fornecido pela empresa de elementos pré-fabricados, a *Forjados Castelo*. O valor fornecido foi de 45€/m<sup>2</sup>, preço que inclui fornecimento, transporte e montagem.

O quadro 7.5 efetua o cálculo do custo com a armadura necessária nesta solução.

Quadro 7.5 – Custo total gasto em Aço

	Aço A500NR (€/kg)							Custo Total (€)
Diâmetro (mm)	Ø6	Ø8	Ø10	Ø12	Ø16	Ø20	Ø25	
Custo da armadura (€)	0,85	0,83	0,8	0,78	0,77	0,77	0,79	12601
Armadura (Kg)	906	246	2406	-	505	789	11020	
Custo (€)	770	205	1925	-	389	608	8705	

Já o quadro 7.6 mostra em resumo os custos unitários a ter em conta para a contabilização dos custos totais.

Quadro 7.6 – Determinação do custo total

		Quantidade		Preço (€)/ un.	Custos diretos (€)
Betão	Betão	169,05	m <sup>3</sup>	80	13524,16
	Mão-de-obra			5	845,26
Cofragem		1637,16	m <sup>2</sup>	12	19645,86
Armadura	Armadura	20134,60	Kg	Quadro	12601,42
	Mão-de-obra			0,17	3422,88
Pré-lajes		1040	m <sup>2</sup>	45	46800,00
Escoramento		5900,40	m <sup>3</sup>	0,07	10738,73
TOTAL (€)					107578,31
Incluindo custos diretos e de estaleiro					131.245,54

O custo total da execução da cobertura com esta solução é de 131.245,54 €.

Considerando a área aproximada de 1040 m<sup>2</sup>, o custo/m<sup>2</sup> é de aproximadamente de 126 €/m<sup>2</sup>.



# 8

## ESTUDO DE RESULTADOS

### 8.1. CUSTOS

#### 8.1.1. LAJES ESCORADAS

A primeira solução estudada para a execução da cobertura do auditório de conferências foi feita de acordo com a solução tradicional de lajes, ou seja, recorrer a lajes maciças escoradas. O gráfico representado na figura 8.1 mostra as diferentes contribuições, em percentagem, dos elementos necessários para a execução de uma cobertura com lajes escoradas.

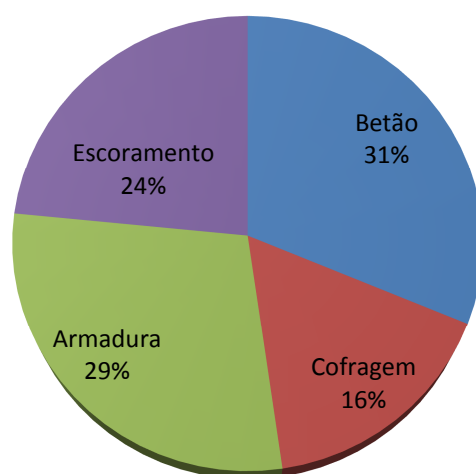


Fig. 8.1 – Gráfico com as percentagens dos custos com lajes escoradas

O betão e a armadura são os que mais contribuem para o custo total que a cobertura deste edifício com lajes escoradas exige, 31 % e 29 %, respetivamente. O escoramento também apresenta uma contribuição considerável no custo final, de 24%, enquanto a cofragem apresenta uma menor contribuição.

Este tipo de solução de execução de lajes é a mais praticada em Portugal, mas no resto da Europa são as pré-lajes que dominam.

### 8.1.2. PRÉ-LAJES COM TRELIÇAS METÁLICAS

Na segunda solução, a construção da cobertura a grande altura baseou-se no uso de pré-lajes com treliças metálicas. O gráfico representado na figura 8.2 mostra as diferentes contribuições, em percentagem, dos elementos necessário para a execução de uma cobertura com pré-lajes.

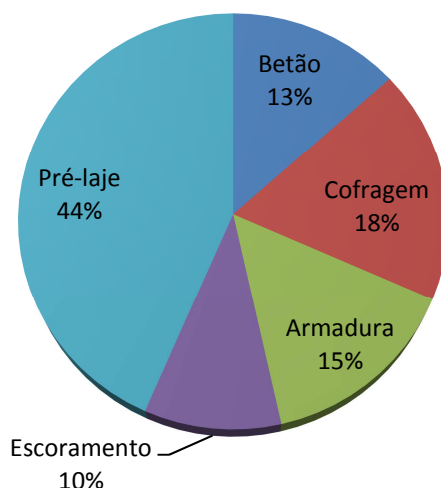


Fig. 8.2 – Gráfico com as percentagens dos custos com pré-lajes

Como seria de esperar as pré-lajes apresentam uma grande contribuição para os custos finais, de 44%.

Aqui as contribuições de cofragem e escoramento são menores que na solução tradicional devido às pré-lajes não necessitarem de escoramento e cofragem. Apenas é usada cofragem e escoramentos para as vigas da cobertura.

### 8.1.3. COMPARAÇÃO DOS CUSTOS

Para fazer uma análise comparativa entre as duas soluções foi criado o gráfico da figura 8.3 que mostra, para cada tipo de solução em estudo, as contribuições para o custo final (em percentagem) de cada constituinte da cobertura.

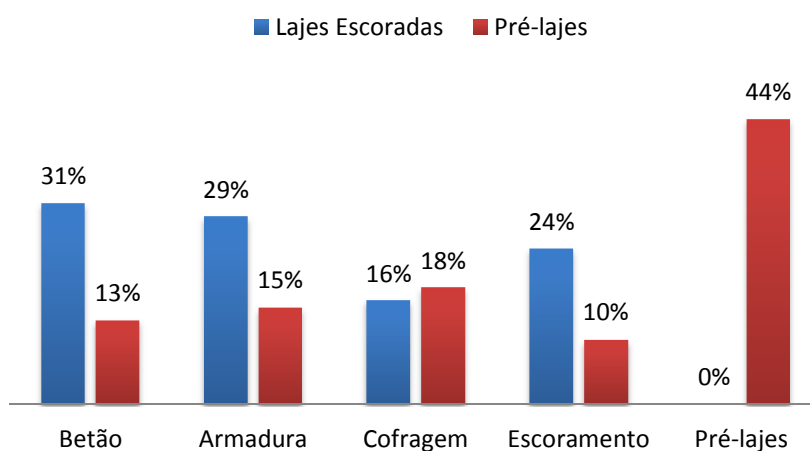


Fig. 8.3 – Comparação das contribuições para os custos finais



Este gráfico compara a informação presente nas figuras 8.1 e 8.2, tornando-se mais perceptível as reduções que o betão, armadura, cofragem e escoramento sofrem da solução com lajes escoradas para a solução com pré-lajes.

A armadura sofreu uma redução considerável, de 29% para 16%. Estes resultados são explicados pelo facto de parte da armadura das lajes da cobertura se encontrar inserida na pré-laje. Na determinação dos custos, quando é feita a contabilização do custo das pré-lajes (quadro 7.6) os 45 €/m<sup>2</sup> também contabilizam a armadura pertencente à pré-laje. Os 16% referem-se à contribuição da armadura das vigas e da armadura de compressão das lajes. Assim sendo, podemos afirmar que a quantidade de armadura a colocar em obra é quase metade na execução da cobertura com pré-lajes quando comparada com as lajes escoradas.

O betão também sofreu uma redução das lajes escoradas para as pré-lajes. No caso do betão, esta redução deve-se ao facto do betão da pré-laje ser contabilizado no custo da pré-laje, sendo apenas contabilizado em separado o betão das vigas e o betão de compressão das lajes. O mesmo acontece, na segunda hipótese de execução onde a quantidade de betão a colocar em obra é consideravelmente menor.

As contribuições de cofragem e escoramento na pré-laje são menores na solução com lajes pré-fabricadas, devido às pré-lajes não necessitarem de escoramento e cofragem. No segundo estudo, apenas é usada cofragem e escoramentos para as vigas da cobertura.

Para fazer uma comparação do custo total das duas soluções foi feito o gráfico que se apresenta na figura 8.4.

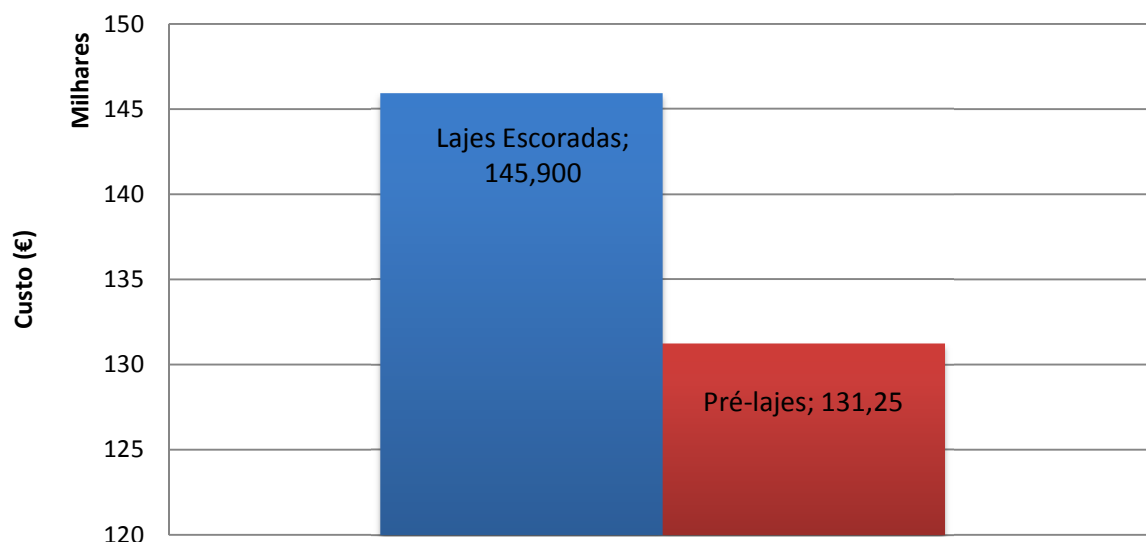


Fig. 8.4 – Custos Finais

Pelo gráfico presente na figura 8.4 podemos afirmar que a cobertura que recorre à utilização de pré-lajes é mais barata. Esta apresenta um custo total de 131.250 € (126 €/m<sup>2</sup>) enquanto a cobertura executada através de lajes escoradas apresenta um custo total de 145.900 € (140€/m<sup>2</sup>). Existe uma diferença de 14.650 € entre as duas soluções. Há uma redução de 10% do custo apresentado para a solução habitualmente executada.

Sendo o custo total da cobertura executada pela solução tradicional de 145.900 € e o custo da execução da cobertura com pré-lajes, mas sem contabilizar o custo das pré-lajes, de 74.150 €, foi possível determinar o valor a partir do qual a solução tradicional tornasse mais barata que a cobertura com pré-lajes.

Esse valor é de:

$$145.900 - 74.150 = 71.750\text{€}$$

Segundo o quadro 7.6, onde foi determinado de forma detalhada o custo total da cobertura usando pré-lajes, verifica-se que o valor gasto com as pré-lajes foi de 46.800 €. Este valor é menos de 35% do valor disponível (71.750 €) para que a solução tradicional se torna-se mais barata. Com 71.750 € e com o preço de 45 €/m<sup>2</sup> seria possível “cobrir” 1594,44 m<sup>2</sup> de área com pré-lajes.

Depois de comparados os resultados relacionados com os custos é possível aceitar a ideia que a primeira solução, solução tradicional, para executar a cobertura do auditório com todas as condições exigidas e aplicadas é muito mais cara do que a solução que recorre ao uso de pré-lajes.

Concluiu-se assim que o uso de pré-lajes é uma boa alternativa para a redução dos custos finais desta obra.

## 8.2. PRAZOS

### 8.2.1. LAJES ESCORADAS

Relativamente ao prazo necessário para a realização da cobertura pela presente solução em estudo, este é de 63 dias.

A figura 8.5 mostra um gráfico de barras com as contribuições das durações de cada tarefa para o prazo final da execução da cobertura. Para uma melhor análise a autora aconselha o leitor a acompanhar a leitura do gráfico com a descrição das tarefas apresentadas no quadro 6.2.

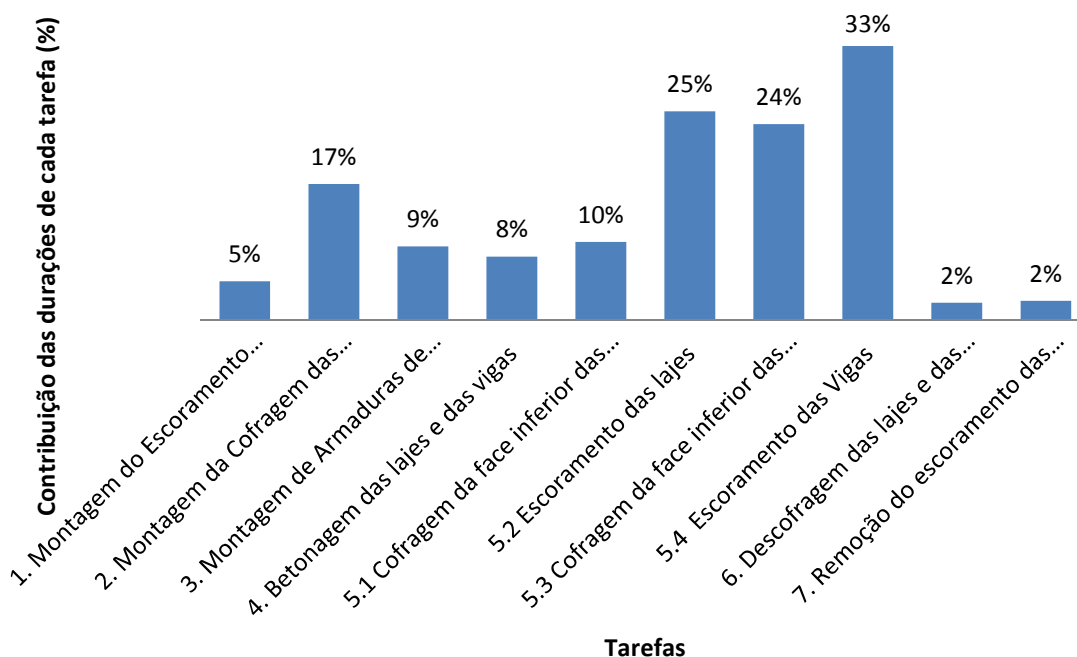


Fig. 8.5 – Contribuição da duração de cada tarefa no prazo de final, no uso de lajes escoradas (%)

As que mais contribuem para o prazo de 63 dias são as tarefas 5.2 , 5.3 e 5.4, com 25%, 24% e com 33%, respetivamente.

### 8.2.2. PRÉ-LAJES

O prazo necessário para a execução da cobertura com pré-lajes e vigas betonadas “*in situ*” é de 43 dias.

A figura 8.4 mostra o gráfico de barras com as contribuições das durações de cada tarefa para o prazo final da execução da cobertura. É aconselhado a acompanhar a leitura do gráfico com a descrição das tarefas apresentadas no quadro 7.2.

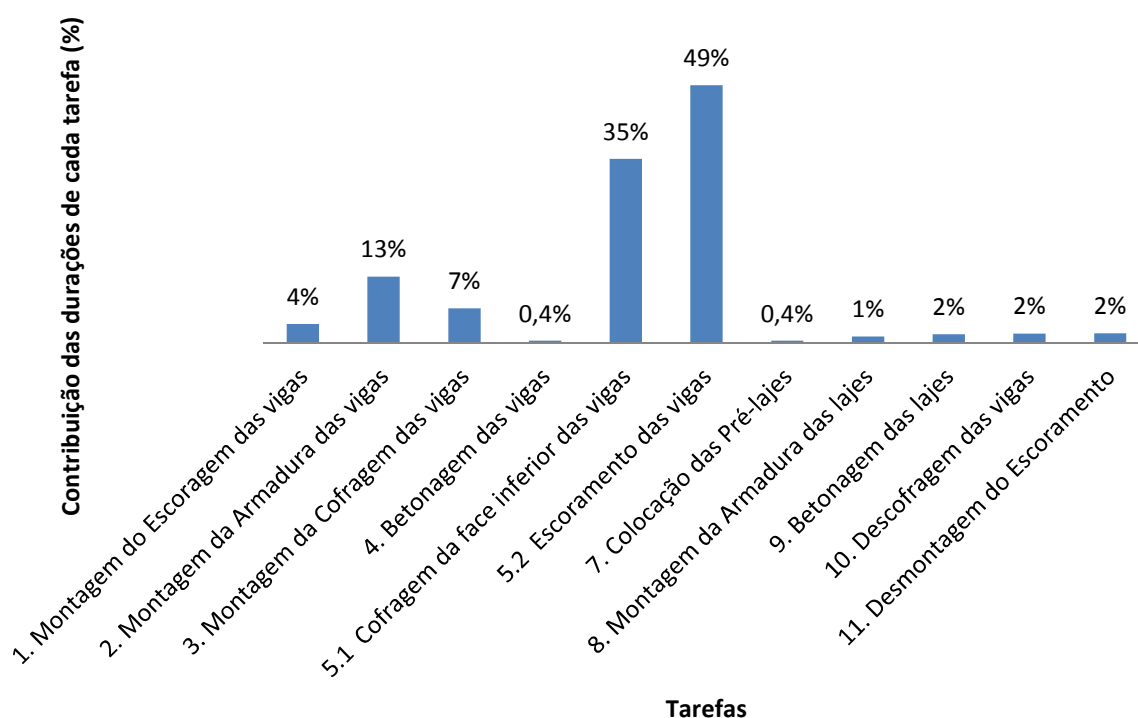


Fig. 8.6 – Contribuição da duração de cada tarefa no prazo de final, no uso de pré-lajes (%)

Nesta alternativa construtiva, as tarefas correspondentes ao tempo de espera, 5.1 e 5.2, são as que mais contribuem para o prazo final de 43 dias para a conclusão da obra. Contribuem com 35 % e 49%, respetivamente.

### 8.2.3. COMPARAÇÃO DE PRAZOS

Comparando os prazos das duas soluções, existe uma redução de 20 dias da primeira solução para a segunda solução. A redução dos prazos em qualquer obra contribui positivamente para a diminuição dos custos finais de uma obra (menor tempo de aluguer de estaleiros, escoramento, menor tempo de pagamento de ordenados, etc.).

Desta forma, é possível mais uma vez afirmar que a cobertura do auditório com pré-lajes é mais vantajosa que a solução habitualmente usada, no que diz respeito aos prazos.

### 8.3. VARIAÇÃO DO PÉ-DIREITO DO AUDITÓRIO – ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Para além da comparação entre os custos e os prazos feita para as condições iniciais, pé-direito do auditório a 11 metros, tornou-se também interessante para a autora fazer variar essa altura. Desta forma verificou se a predominância económica da pré-lajes na comparação feita anteriormente se mantinha.

Neste estudo a única condição que varia é a quantidade de escoramento, porque havendo apenas a variação da altura do auditório nada mais sofre alteração, como as solicitações presentes na cobertura ou as dimensões das lajes e das vigas.

Foram estudadas as quantidades de escoramento para as alturas de 11 metros (já estudada anteriormente), 8 metros e 4 metros.

O quadro 8.1 mostra o custo unitário e a quantidade de escoramento para cada uma das alturas em estudo e para as duas soluções em análise. De salientar que no caso da altura do auditório de 4 metros, o tipo de escoramento é diferente, chamado escoramento multiflex. Este tipo de escoramento é composto por vigas principais e secundárias (como no caso do escoramento tipo torre) e prumos reguláveis.

Quadro 8.1 – Custos unitário e quantidades de escoramento

Altura (m)	Custo (€/m <sup>3</sup> /dia)	Lajes Escoradas	Pré-lajes
		Quantidade (m <sup>3</sup> )	Quantidade (m <sup>3</sup> )
11	0,07	11.440	5.900
8	0,07	8.320	4.291
4	0,12	4.160	2.146

Feitos os cálculos, foi determinado o custo do escoramento (€/dia) para cada altura e tipo de solução (quadro 8.2).

Quadro 8.2 – Custo do escoramento (€/dia) para cada altura

Altura (m)	Lajes Escoradas	Pré-lajes
	Custo (€/dia)	Custo (€/dia)
11	800,8	413,0
8	582,4	300,4
4	499,2	257,5

O quadro 8.2 apresenta os resultados em €/dia e para um valor mais real, foi necessário saber qual o prazo de aluguer de escoramento.

O quadro 8.3 mostra os dias em que é necessário alugar o escoramento. No mesmo quadro está presente o custo do escoramento em euros e o custo total da obra, para as diferentes alturas.

Quadro 8.3 – Custos do escoramento com as diferentes alturas do auditório

Altura (m)	Duração (dias)		Custo do Escoramento (€)		Custo Total (€)	
	Lajes Escoradas	Pré-lajes	Lajes Escoradas	Pré-lajes	Lajes Escoradas	Pré-lajes
11	35	26	28.028	10.739	145.900	131.246
8	22	22	12.813	6.608	104.375	103.448
4	22	21	10.982	5.407	102.545	102.246

No mesmo quadro, a duração corresponde ao tempo de aluguer que incluiu o tempo de montagem e desmontagem mais o tempo de espera necessário.

O gráfico da figura 8.7 faz a comparação visual dos custos totais exigidos, tendo em conta o aluguer de escoramento para as diferentes alturas.

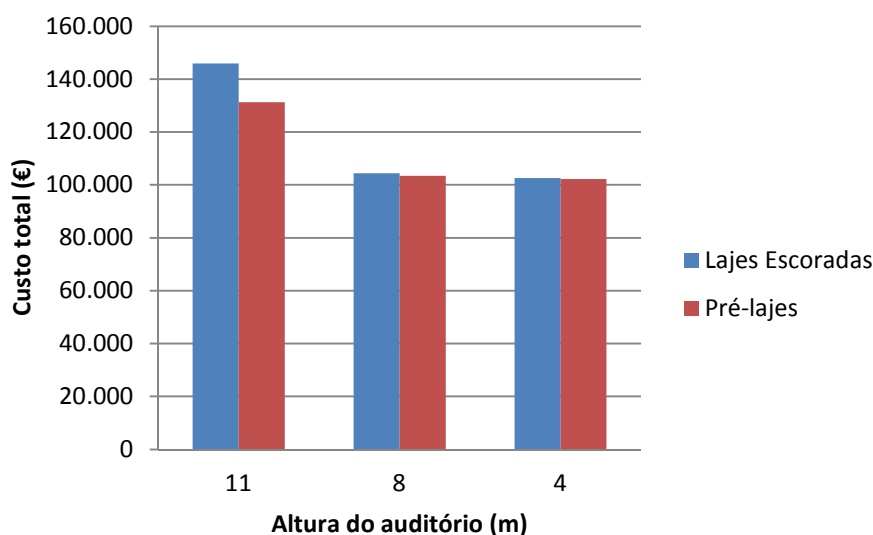


Fig. 8.7 – Custos da cobertura variando a altura do auditório

A figura 8.7 mostra o gráfico com os custos que o escoramento impõe para cada altura estudada (11, 8 e 4 metros) e para as duas soluções de execução que se encontram à escolha (lajes escoradas e pré-lajes).

É possível ver que, à medida que as alturas vão sendo reduzidas, o custo referente ao escoramento também diminui, e que os custos exigidos pela laje escorada se tornam mais baratos para as alturas de 8 e 4 metros quando comparados com a execução da uma cobertura com pré-lajes, com a mesma distância em relação ao solo.

Foi determinada a diferença de custos (custos da cobertura com lajes escoradas menos os custos com o uso de pré-lajes) que havia para cada altura entre as duas soluções de execução. Essas diferenças estão presentes no quadro 8.4.

Quadro 8.4 – Diferença de custos entre a solução com lajes escoradas e a solução com pré-lajes

Altura do pé-direito (m)	$\Delta$ = Custo da solução com lajes escoradas – Custos da solução com pré-lajes (€)	Diferença em percentagem (%)
11	14.654	10,04
8	-927	0,90
4	-298	0,29

Com a ajuda do quadro 8.4, podemos ver que na solução com um pé-direito de 11 metros existe uma diferença de 14.654 €, sendo a laje maciça escoradamaís cara. Já nas duas outras soluções, com 8 e 4 metros a situação é diferente. Nestes casos existe uma diferença de 927 € para os 8 metros e de 298 € para os 4 metros de altura, sendo apresentada com o sinal negativo porque nestes casos o uso de lajes escoradas torna-se mais barato que a utilização de pré-lajes. Ou seja, em linguagem percentual, existe uma redução de 10 % dos custos da solução escorada para a pré-fabricada, quando a altura é de 11 metros. No caso da altura de 8 metros, a laje escorada apresenta uma redução de custos de 0,90 % e para 4 metros de 0,29%. São valores muito reduzidos, sendo a poupança insignificante.

#### 8.4. CONCLUSÕES DOS RESULTADOS

Com o estudo realizado ficaram provadas algumas das vantagens descritas no capítulo 3 em relação ao uso de pré-lajes, como:

- Pequena quantidade de escoramento;
- Menor tempo de construção;
- Menor quantidade de armadura a colocar em obra;
- Menor número de mão-de-obra.

O terceiro ponto é comprovado pelas tabelas de medições presentes em anexo (2 e 3) onde, para lajes escoradas, a quantidade de armadura é de 36.134Kg e para pré-lajes é de 20.135 Kg. Houve uma redução de 44%.

O quarto ponto é provado com a diminuição dos prazos. Porque para que a análise de comparação de prazos fosse o melhor possível a autora assumiu que teria a mesma equipa de trabalhadores (24 trabalhadores) e equipamentos (1 grua) disponíveis nas diferentes soluções de construção. Mas como houve uma redução nos prazos da primeira solução para a segunda de 20 dias é intrínseca a ideia que isso se deveu em grande parte ao facto de o tipo de trabalho a executar para a segunda hipótese ser menos moroso e mais fácil. Logo, na segunda solução, para um prazo aproximadamente igual ao exigido para as lajes escoradas, seriam necessários menos trabalhadores. Apesar disso, este ponto é discutível.

# 9

## CONCLUSÃO

### 9.1. CONCLUSÕES

O objetivo principal da autora nesta dissertação foi comparar duas soluções construtivas de uma cobertura a grande altura de modo a averiguar qual a mais vantajosa, supondo vários critérios dos quais os mais relevantes são os custos e os prazos. Essas duas soluções passaram pela execução da cobertura de um edifício para conferências através de lajes escoradas, solução tradicionalmente aplicada no nosso país, e pela utilização de lajes pré-fabricadas.

Numa fase inicial e com uma pesquisa apoiada na internet, a autora conseguiu perceber e listar uma série de vantagens relacionadas com o uso de lajes pré-fabricadas. Tornou-se então necessário estudar se, no projeto em estudo, essas vantagens enumeradas no capítulo 3 se verificavam.

As vantagens mais marcantes identificadas, incluem:

- Redução dos prazos;
- Redução do número de mão-de-obra necessária;
- Redução do betão a betonar “*in situ*”;
- Redução da quantidade de armadura a colocar em obra;
- Maior controlo da qualidade;
- Eliminação do uso de cofragem nas lajes;
- Redução ou até anulação do uso de escoramento nas lajes.

Perante esta lista, a autora iniciou o seu estudo com o dimensionamento de todos os elementos estruturais do edifício para o caso do uso de lajes escoradas. Foram determinadas as dimensões dos pilares, vigas e lajes do edifício e calculadas as armaduras necessárias para as solicitações atuantes. Todos estes cálculos estão presentes no capítulo 4 e esse dimensionamento foi apoiado no programa de cálculo *Autodesk Robot 2010*.

Antes deste dimensionamento, a autora fez também uma pesquisa sobre lajes executadas de forma tradicional “*in situ*”, tendo especial atenção para o escoramento. Toda essa informação teórica é possível de consultar no capítulo 2.

Com as dimensões dos elementos estruturais e as armaduras foi possível realizar as medições da quantidade de betão, armadura e de cofragem. Também a quantidade de escoramento foi determinada, visto que este tem uma forte contribuição para os custos finais da obra. No capítulo 6 foram feitas essas medições e determinado o custo total da cobertura e o prazo que era exigido para a execução da cobertura com lajes escoradas. O custo atingido foi de 145.900€ e o prazo de 63 dias. A determinação

do prazo de execução da cobertura foi feita com o auxílio do programa de planeamento *MS Project 2010*.

Tendo os dados referentes à solução tradicional passou-se para o estudo de uma cobertura com recurso a lajes pré-fabricadas. Neste estudo a autora optou pelo uso de pré-lajes com treliças metálicas uma vez que estas são lajes autoportantes permitindo a eliminação do uso de escoramento nas lajes. Além disso, as lajes pré-fabricadas também têm a vantagem de eliminar o uso de cofragem.

Foi feito o dimensionamento das pré-lajes, capítulo 5, também com o apoio do programa *Autodesk Robot 2010*. Da mesma maneira que foi feito no caso das lajes escoradas, nesta segunda hipótese foram também determinadas as quantidades de betão, armadura, cofragem e escoramento a colocar em obra. As armaduras inseridas nas pré-lajes bem como a espessura da lâmina de betão da pré-laje também foram determinadas para ser possível, depois de contacto com empresas de pré-fabricação, fazer o orçamento o mais realista possível. Num vasto leque de contactos, a empresa que se mostrou disponível a colaborar foi a *Forjados Castelo*. Toda esta análise está presente no capítulo 7.

De salientar mais uma vez que o estudo incidiu apenas na determinação dos custos e do prazo referentes à cobertura do edifício, uma vez que numa comparação, para que esta seja o mais rigorosa possível, é importante que o resto da arquitetura do edifício (pilares e vigas e lajes da pavimento) seja igual. Ou seja, apenas foram realizadas as medições de betão, armadura, cofragem e escoramento das lajes e vigas da cobertura.

A utilização de pré-lajes assumiu-se no presente estudo como uma solução economicamente mais vantajosa quando comparada com a solução tradicional escorada. Esta apresentou um custo total de 131.250 €, enquanto as lajes escoradas apresentaram um custo total de 145.900 €. Há uma redução de 10% do custo praticado para a solução habitualmente executada.

Na comparação dos prazos houve uma redução de 20 dias, tendo sido a execução com pré-lajes mais rápida. Todo este estudo comparativo é possível de consultar no capítulo 8.

No mesmo capítulo foi feito um estudo em que o principal objetivo foi determinar se existia algum ponto a partir do qual a solução com lajes escoradas seria mais vantajosa que a cobertura com pré-lajes, fazendo variar a altura do auditório. Foi estudada a quantidade de escoramento para 11 metros de altura, 8 metros e por fim 4 metros. Para a altura de 11 metros, a solução escorada é a solução mais cara, mas isso não se verificou para o caso de o auditório ter um pé-direito de 8 e 4 metros. Nestes dois últimos casos a cobertura com recurso ao uso de pré-lajes mostrou-se ligeiramente mais cara, apesar da diferença de custos ser muito baixa, quase insignificante.

Em resumo, além de se ter verificado que a utilização de pré-lajes apresenta redução nos prazos e no custo (para o caso em estudo), a autora conseguiu validar algumas das outras vantagens anunciadas no início do projeto. A redução do betão a usar em obra e da armadura a colocar em obra é importante no caso das lajes pré-fabricadas, uma vez que parte já vem inserida na pré-lajes, sendo colocados na fábrica. Pelo facto de a pré-laje ser feita numa fábrica, o controlo da qualidade é maior do que nas lajes fabricadas em obra. A anulação da cofragem e do uso de escoramento característico das pré-lajes também foi provado neste estudo. E por fim, dada a redução de mão-de-obra, também é possível concluir que, quando admitimos um prazo de execução igual para as duas soluções, a execução com lajes pré-fabricadas necessitaria de menos mão-de-obra, uma vez que esta é de execução mais rápida (caso em que seja usado o mesmo número de equipas, como no caso estudado).

Ficou assim provado que a execução de uma cobertura a grande altura com lajes pré-fabricadas é mais barata e mais rápida. Mas, sendo essa situação relativamente óbvia porque é que esta solução continua a ser muitas vezes considerada como uma alternativa e não como uma primeira escolha? E sendo o



preço o critério mais determinante na escolha de uma solução construtiva, porque é que, no nosso país, o recurso a lajes pré-fabricadas é baixo?

Em Portugal existem muitos entraves ao uso de elementos pré-fabricados, como [25]:

- Os elementos pré-fabricados normalizados não têm possibilidade de alteração, e ficam assim muito condicionado à solução global;
- Existe uma fraca informação sobre a pré-fabricação;
- Deficiente formação nas universidades sobre a pré-fabricação de betão e consequente desenvolvimento técnico das soluções disponíveis;
- Inexistência de legislação aplicável ao betão pré-fabricado.

Pelo resto da Europa, a pré-fabricação é fortemente utilizada. Na Bélgica, por exemplo, muitos edifícios são executados com lajes, paredes, pilares e vigas pré-fabricadas. Mas em contrapartida, na Bélgica a mão-de-obra é bastante mais cara que em Portugal.

Através do contacto com algumas empresas de pré-fabricação portuguesas, e pela análise dos seus catálogos, a autora verificou que estas apresentam capacidade de dar resposta às necessidades do mercado da construção civil.

Vários testemunhos de pessoas ligadas à construção civil afirmaram que as empresas de pré-fabricação em Portugal apresentam elementos pré-fabricados de grande qualidade, mas que estas deveriam preocupar-se em fornecer soluções globais com qualidade e não apenas elementos pré-fabricados com qualidade.

Tendo consciência que Portugal atravessa uma das piores crises económicas da sua História e que o ramo da construção civil é um dos sectores mais afetados, a autora vê a emigração não como uma escolha mas como uma certeza no futuro próximo. Por isso, o conhecimento adquirido sobre pré-fabricação foi bastante positivo quando pensamos na possibilidade de trabalho noutro país europeu, onde a pré-fabricação é usada em massa.

## **9.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**

Apesar de a autora ter conseguido responder a todas as perguntas colocados no início da elaboração do presente trabalho, esta gostaria de ter alargado o estudo ao dimensionamento de todo o edifício, com elementos pré-fabricados. Seria também interessante, confirmar se as empresas portuguesas se encontram ou não aptas a servir uma obra de um edifício composto por elementos pré-fabricados. Utilizar paredes, pilares e vigas pré-fabricadas e também verificar se o resultado obtido neste estudo se mantinha, ou seja, se a solução com recurso a pré-fabricados seria mais barata. Mas isso exigiria um prazo de estudo mais largado, uma vez que a autora necessitaria de uma análise profunda sobre legislação e normalização de produtos de betão pré-fabricado, tarefa essa incompatível com o prazo disponível. Outra sugestão seria o estudo com vários tipos de lajes pré-fabricadas. Existe uma diversa gama de lajes pré-fabricadas (apresentadas no capítulo 3) e que se encontram disponíveis no mercado português.



## BIBLIOGRAFIA

- [1] Eurocódigo 0 (EC1) Norma Europeia NP EN 1990:2002
- [2] Eurocódigo 1 (EC1) Norma Europeia NP EN 1991-1-1: 2002
- [3] Eurocódigo 2 (EC2) Norma Europeia EN 1992-1-1:2004
- [4] Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Porto Editora, Porto, 2005.
- [5] Marchão, Carla; Appleton, Júlio. *Módulo 2 – Lajes de Betão Armado*. Folhas de apoio às aulas da unidade curricular Betão Armado e Pré-Esforçado II, IST.
- [6] Acker, Arnold Van. *Manual de sistemas Pré-Fabricados de Concreto*. Trad. Marcelo de Araújo Ferreira, 2003.
- [7] Elliott, Kim, *Precast Concrete Structures*, Butterworth Heinemann, Oxford, 2002.
- [8] Alves, João Miguel Camacho. *Análise e Dimensionamento de Pavimentos Construídos a partir de Pré-lajes de Betão*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [9] Albarran, Eduardo Gonzalez. *Construção com Elementos Pré-fabricados em Betão Armado: Adaptação de uma solução Estrutural “in situ” a uma solução Pré-fabricada*. Dissertação de Mestrado, IST, 2008.
- [10] Tomás, Quirino José Jacinto. *Concepção e Projecto de um Edifício de Habitação com Estrutura em Betão Pré-Fabricado*. Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- [11] Vieira, Pedro Luís. *Novidades da Qualidade como Resposta à Crise*. Construir, 7 de junho de 2009, 52, 53 e 54, Lisboa.
- [12] Apontamento Académicos da Unidade curricular Estruturas de Betão, FEUP, 2011.
- [13] Machado, Rui; Lopes, Filipe; Brito, Jorge de. *Estruturas Pré-fabricadas de Edifícios*. Apontamentos Académicos da Unidade de Processos de Construção da LEC, IST.
- [14] Faria, José Amorim. Apontamentos Académicos da Unidade Curricular Gestão e Segurança em Obra do MIEC, FEUP, 2013.
- [15] Silva, Adriano Mariot; Daré, Mônica Elizabeth. *Custo Comparado de Elementos Pré-Fabricados de concreto: Pré-laje x Laje alveolar Protendida*. Artigo submetido ao Curso de Engenharia Civil UNESC, 2011.
- [16] Salas, S. J. *Construção Industrializada: Pré-fabricação*. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1988.
- [17] Vasconcelos, A. C. *O Concreto no Brasil: Pré-fabricação. Monumentos, fundações. Volume III*. São Paulo: Studio Nobel, 2002.
- [18] Fonseca, M. Santos. *Regras de medição na construção*. LNEC, Lisboa, 2005.
- [19] Barros, Helena; Figueiras, Joaquim. Tabelas e Ábacos de dimensionamento de Secções de Betão Solicitadas à Flexão e a Esforços Axiais Segundo o Eurocódigo 2, FEUP edições, 2010.
- [20] Norma Portuguesa EN NP 13369:2003, *Regras gerais para produtos pré-fabricados*
- [21] *Catalogo da PERI*, obtido pela empresa Soares da Costa.

[22] *Catalogo Klock*, obtido pela empresa *Soares da Costa*.

[23] <http://revista.construcaomercado.com.br/guia/habitacao-financiamento-imobiliario/105/locacao-sem-susto-cuidados-no-recebimento-e-devolucao-das-170419-1.asp>

[24] <http://www.comunidadeconstrucao.com.br/sistemas-construtivos/3/cimbramento-materiais/execucao/45/cimbramento-materiais.html>

[25] [http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/PreFabricacaoEstruturas/APR\\_DEC\\_IST\\_2012\\_publica.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/EBAP/PreFabricacaoEstruturas/APR_DEC_IST_2012_publica.pdf)  
(21/3/2013)

[26] <http://www.engenhariacivil.com/vantagens-economicas-tecnicas-pavimentos-aligeirados-pre-fabricados> (27/3/2013)

[27] <http://www.preceram.pt/lajes.php> (28/3/2013)

[28] [http://www.pinaferreira.pt/pt/produtos/produtos\\_show/scripts/core.htm?p=produtos&f=produtos\\_show&lang=pt&idprod=50&idcont=808](http://www.pinaferreira.pt/pt/produtos/produtos_show/scripts/core.htm?p=produtos&f=produtos_show&lang=pt&idprod=50&idcont=808) (28/3/2013)

[29] <http://www.projest-engenharia.com/forum/viewtopic.php?t=49> (28/3/2013)

[30] <http://www.leonardi.com.br/historico-pre-fabricado.html> (29/3/2013)

[31] <http://www.set.eesc.usp.br/1enpppcpm/downloads/5-5.pdf> (29/3/2013)

[32] <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/bape2/documents/ExecucaoEstruturasBetao.pdf> (15/5/2013)

[33] [https://www.belgo.com.br/produtos/construcao\\_civil/trelicas\\_nervuradas/pdf/trelicas\\_nervuradas.pdf](https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/trelicas_nervuradas/pdf/trelicas_nervuradas.pdf)  
(29/05/2013)

[34] <http://www.anipb.pt/>

[35] [http://www.lajetrelicada.com/laje-trelicada\\_macica.html](http://www.lajetrelicada.com/laje-trelicada_macica.html) (21/6/2013)

# ANEXOS



# Anexo 1

## Dimensionamento de lajes escoradas e tabela com área dos varões

### PRÉ-DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS E DOS PILARES

#### VIGAS

1. A carga atuantes na cobertura é de:

$$P_{sd} = 1,35 \times (7,5 + 3) + 1,5 \times 1 = 15,675 \text{ KN/m}^2$$

Os momentos atuantes nas vigas da cobertura são:

- Para  $l = 7,9$  metros:

$$M_{sd} = \frac{15,675 \times 7,9^2}{10} = 97,82 \text{ KN.m}$$

- Para  $l = 8,05$  metros:

$$M_{sd} = \frac{15,675 \times 8,05^2}{10} = 101,58 \text{ KN.m}$$

- Para  $l = 2,35$  metros:

$$M_{sd} = \frac{15,675 \times 2,35^2}{10} = 8,65 \text{ KN.m}$$

- Para  $l = 21,20$  metros:

$$M_{sd} = \frac{15,675 \times 21,20^2}{10} = 704,50 \text{ KN.m}$$

- Para  $l = 2,40$  metros:

$$M_{sd} = \frac{15,675 \times 2,40^2}{10} = 9,03 \text{ KN.m}$$

Com os momentos atuantes em cada viga são determinados os lados da seção da viga:

- Para  $l = 7,9$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{97,82}{0,1 \times 20000}} = 0,36 \text{ m}$$

$$b \cong 0,4 d \Leftrightarrow b = 0,4 \times 0,36 = 0,14 m$$

$$d = h - c \Leftrightarrow h = d + c = 0,36 + 0,06 = 0,42 m$$

- Para  $l = 8,05$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{101,58}{0,1 \times 20000}} = 0,37 m$$

$$b \cong 0,4 \times 0,37 = 0,15 m$$

$$h = 0,37 + 0,06 = 0,43 m$$

- Para  $l = 2,35$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{8,65}{0,1 \times 20000}} = 0,16 m$$

$$b \cong 0,4 \times 0,16 = 0,06 m$$

$$h = 0,16 + 0,06 = 0,22 m$$

- Para  $l = 21,20$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{704,50}{0,1 \times 20000}} = 0,70 m$$

$$b \cong 0,4 \times 0,7 = 0,28 m$$

$$h = 0,70 + 0,06 = 0,76 m$$

- Para  $l = 2,40$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{9,03}{0,1 \times 20000}} = 0,16 m$$

$$b \cong 0,4 \times 0,16 = 0,064 m$$

$$h = 0,16 + 0,06 = 0,22 m$$

2. A carga atuante no pavimento é de:

$$P_{sd} = 1,35 \times (7,5 + 11 + 44) + 1,5 \times 3 = 90,375 \text{ KN/m}^2$$

Os momentos atuantes nas vigas do pavimento são:

- Para  $l = 7,9$  metros:

$$M_{sd} = \frac{90,375 \times 7,9^2}{10} = 564,03 \text{ KN.m}$$

- Para  $l = 8,05$  metros:

$$M_{sd} = \frac{90,375 \times 8,05^2}{10} = 585,65 \text{ KN.m}$$



- Para  $l = 2,35$  metros:

$$M_{sd} = \frac{90,375 \times 2,35^2}{10} = 49,91 \text{ KN.m}$$

- Para  $l = 21,20$  metros:

$$M_{sd} = \frac{90,375 \times 21,20^2}{10} = 4061,81 \text{ KN.m}$$

- Para  $l = 2,40$  metros:

$$M_{sd} = \frac{90,375 \times 2,40^2}{10} = 52,06 \text{ KN.m}$$

Com os momentos atuantes em cada viga são determinados os lados da seção da viga:

- Para  $l = 7,9$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{564,03}{0,1 \times 20000}} = 0,63 \text{ m}$$

$$b \cong 0,4 d \Leftrightarrow b = 0,4 \times 0,63 = 0,25 \text{ m}$$

$$d = h - c \Leftrightarrow h = d + c = 0,63 + 0,06 = 0,69 \text{ m}$$

- Para  $l = 8,05$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{585,65}{0,1 \times 20000}} = 0,63 \text{ m}$$

$$b \cong 0,4 \times 0,63 = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 0,63 + 0,06 = 0,69 \text{ m}$$

- Para  $l = 2,35$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{49,91}{0,1 \times 20000}} = 0,30 \text{ m}$$

$$b \cong 0,4 \times 0,30 = 0,12 \text{ m}$$

$$h = 0,30 + 0,06 = 0,36 \text{ m}$$

- Para  $l = 21,20$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{4061,80}{0,1 \times 20000}} = 1,25 \text{ m}$$

$$b \cong 0,4 \times 1,25 = 0,50 \text{ m}$$

$$h = 1,25 + 0,06 = 1,31 \text{ m}$$

- Para  $l = 2,40$  metros:

$$d \cong \sqrt[3]{\frac{52,06}{0,1 \times 20000}} = 0,30 \text{ m}$$

$$b \cong 0,4 \times 0,30 = 0,12 \text{ m}$$

$$h = 0,30 + 0,06 = 0,36 \text{ m}$$

## PILARES

### Piso 0 (auditório)

Quadro 1 – Áreas de influência dos pilares do piso 1

Pilar	Área de influência (m <sup>2</sup> )
P1	4,643
P2	9,286
P3	9,286
P4	9,286
P5	9,376
P6	4,733
P7	46,688
P8	46,688
P9	93,377
P10	93,377
P11	93,377
P12	89,252
P13	47,582
P14	46,621
P15	93,243
P16	93,243
P17	93,243
P18	89,219
P19	47,564
P20	4,760
P21	9,519
P22	9,519
P23	9,519
P24	9,611

P25	4,852
-----	-------

Com as áreas de influência (quadro 1) é determinado o esforço atuantes em cada pilar (quadro 2).

$$N_{rd} = [1,35 \times (7,5 + 3) + 1,5 \times 1,0] \times A_{inf} \times 1 \times 1,1$$

Quadro 2 – Esforços axiais que atuam nos pilares que suportam a cobertura

Pilar	Nrd_Piso 1 (KN)
P1	69,72
P2	139,43
P3	139,43
P4	139,43
P5	140,78
P6	71,06
P7	701,03
P8	701,03
P9	1402,05
P10	1402,05
P11	1402,05
P12	1340,12
P13	714,44
P14	700,02
P15	1400,04
P16	1400,04
P17	1400,04
P18	1339,62
P19	714,17
P20	71,47
P21	142,93
P22	142,93
P23	142,93
P24	144,31

P25	72,85
-----	-------

Com os valores do  $N_{rd}$  do quadro 4.2 e a seguinte fórmula é determinada a secção de betão dos pilares (quadro 3).

$$N_{Rd} = f_{cd} \times A_c + f_{cd}^* \times A_s \Rightarrow A_c = \frac{N_{Ed}}{20000 + 0,01 \times 43500}$$

Quadro 3 – Área da secção de betão dos pilares que suportam a cobertura

Pilar	Ac_Piso 1 (m <sup>2</sup> )
P1	0,003
P2	0,007
P3	0,007
P4	0,007
P5	0,007
P6	0,003
P7	0,034
P8	0,034
P9	0,069
P10	0,069
P11	0,069
P12	0,066
P13	0,035
P14	0,034
P15	0,069
P16	0,069
P17	0,069
P18	0,066
P19	0,035
P20	0,003
P21	0,007
P22	0,007

P23	0,007
P24	0,007
P25	0,004

A autora assumiu que os pilares seriam quadrangulares, tendo determinados as dimensões apresentadas no quadro 4.

Quadro 4 – Comprimentos dos lados dos pilares que suportam a cobertura

Pilar	Lado (m)_Piso 1
P1	0,1
P2	0,1
P3	0,1
P4	0,1
P5	0,1
P6	0,1
P7	0,2
P8	0,2
P9	0,3
P10	0,3
P11	0,3
P12	0,3
P13	0,2
P14	0,2
P15	0,3
P16	0,3
P17	0,3
P18	0,3
P19	0,2
P20	0,1
P21	0,1
P22	0,1
P23	0,1
P24	0,1
P25	0,1

Piso -1 (parque de estacionamento)

Todos os cálculos são determinados na mesma maneira. Seguem-se os quadros com todos os resultados obtidos.

Quadro 5 - Áreas de influência dos pilares que suportam o pavimento do auditório

Pilar	Área de influência (m <sup>2</sup> )
P1	4,643
P2	9,286
P3	9,286
P4	9,286
P5	9,376
P6	4,733
P7	18,624
P8	37,248
P9	37,248
P10	37,248
P11	37,608
P12	18,984
P13	28,114
P14	56,228
P15	56,228
P16	56,228
P17	56,571
P18	28,556
P19	28,114
P20	56,228
P21	56,228
P22	56,228
P23	56,571
P24	28,556
P25	18,758
P26	37,517
P27	37,517
P28	37,517

P29	37,600
P30	19,121
P31	4,760
P32	9,519
P33	9,519
P34	9,519
P35	9,611
P36	4,852

Quadro 6 - Esforços axiais que atuam nos pilares que suportam o pavimento do auditório

Pilar	Nrd_Piso 0
P1	521,57
P2	1043,14
P3	1043,14
P4	1043,14
P5	1053,21
P6	531,64
P7	2092,08
P8	4184,18
P9	4184,18
P10	4184,18
P11	4224,58
P12	2132,50
P13	3158,08
P14	6316,16
P15	6316,16
P16	6316,16
P17	6354,70
P18	3207,74
P19	3158,08
P20	6316,16
P21	6316,16

P22	6316,16
P23	6354,70
P24	3207,74
P25	2107,16
P26	4214,30
P27	4214,30
P28	4214,30
P29	4223,68
P30	2147,86
P31	534,67
P32	1069,32
P33	1069,32
P34	1069,32
P35	1079,66
P36	544,99

Quadro 7 – Área da secção de betão dos pilares que suportam o pavimento do auditório

Pilar	Ac_Piso 0
P1	0,026
P2	0,051
P3	0,051
P4	0,051
P5	0,052
P6	0,026
P7	0,102
P8	0,205
P9	0,205
P10	0,205
P11	0,207
P12	0,104
P13	0,155
P14	0,309



P15	0,309
P16	0,309
P17	0,311
P18	0,157
P19	0,155
P20	0,309
P21	0,309
P22	0,309
P23	0,311
P24	0,157
P25	0,103
P26	0,206
P27	0,206
P28	0,206
P29	0,207
P30	0,105
P31	0,026
P32	0,052
P33	0,052
P34	0,052
P35	0,053
P36	0,027

Quadro 8 – Comprimentos dos lados dos pilares que suportam o pavimento do auditório

Pilar	Lado (m)_Piso 0
P1	0,16
P2	0,23
P3	0,23
P4	0,23
P5	0,23
P6	0,16
P7	0,32

P8	0,45
P9	0,45
P10	0,45
P11	0,45
P12	0,32
P13	0,39
P14	0,56
P15	0,56
P16	0,56
P17	0,56
P18	0,40
P19	0,39
P20	0,56
P21	0,56
P22	0,56
P23	0,56
P24	0,40
P25	0,32
P26	0,45
P27	0,45
P28	0,45
P29	0,45
P30	0,32
P31	0,16
P32	0,23
P33	0,23
P34	0,23
P35	0,23
P36	0,16

## DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS LAJES DA COBERTURA

### ARMADURA LONGITUDINAL

#### Armadura Inferior

Para  $M_x = 54,4 \text{ KN.m}$ :

$$\mu = \frac{54,4}{1 \times 0,27^2 \times 20000/1,5} = 0,06$$

$$0,062 = \frac{A_s \times 500000/1,15}{1 \times 0,252 \times 20000/1,5} \Leftrightarrow A_s = 5,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para  $M_y = 77,4 \text{ KN.m}$  :

$$\mu = \frac{77,4}{1 \times 0,27^2 \times 20000/1,5} = 0,08$$

$$0,084 = \frac{A_s \times 500000/1,15}{1 \times 0,27 \times 20000/1,5} \Leftrightarrow A_s = 6,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 4.6.1.2. Armadura Superior

Para  $M_{med,x} = 41,4 \text{ KN.m}$ :

$$\mu = \frac{41,4}{1 \times 0,27^2 \times 20000/1,5} = 0,04$$

$$0,041 = \frac{A_s \times 500000/1,15}{1 \times 0,27 \times 20000/1,5} \Leftrightarrow A_s = 3,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para  $M_{med,y} = 88,8 \text{ KN.m}$  :

$$\mu = \frac{88,8}{1 \times 0,27^2 \times 20000/1,5} = 0,09$$

$$0,095 = \frac{A_s \times 500000/1,15}{1 \times 0,27 \times 20000/1,5} \Leftrightarrow A_s = 7,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

## DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DAS VIGAS DA COBERTURA

### ARMADURA LONGITUDINAL

No caso da viga  $0,25 \times 0,70 \text{ m}^2$ :

Para  $M_{tração} = 150,5 \text{ KN.m}$ :

$$\mu = \frac{150,5}{0,25 \times 0,63^2 \times 20000/1,5} = 0,114$$

$$0,123 = \frac{A_s \times 500000/1,15}{0,25 \times 0,63 \times 20000/1,5} \Leftrightarrow A_s = 5,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para  $M_{compressão} = -173,4 \text{ KN.m}$  :

$$\mu = \frac{173,4}{0,25 \times 0,63^2 \times 20000/1,5} = 0,130$$

$$0,140 = \frac{A_s \times 500000/1,15}{0,25 \times 0,63 \times 20000/1,5} \Leftrightarrow A_s = 6,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

No caso das vigas 0,50x1,50 m<sup>2</sup>:

Para  $M_{tração} = 2467,5 \text{ KN.m}$ :

$$\mu = \frac{24677,5}{0,50 \times 1,35^2 \times 20000/1,5} = 0,200$$

$$0,226 = \frac{A_s \times 500000/1,15}{0,50 \times 1,35 \times 20000/1,5} \Leftrightarrow A_s = 46,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para  $M_{compressão} = -2000,5 \text{ KN.m}$  :

$$\mu = \frac{2000,5}{0,50 \times 1,35^2 \times 20000/1,5} = 0,165$$

$$0,182 = \frac{A_s \times 500000/1,15}{0,50 \times 1,35 \times 20000/1,5} \Leftrightarrow A_s = 37,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Quadro 4.9 – Áreas de seções de varões

Áreas (cm <sup>2</sup> )												
$\Phi$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	3,11	3,39
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	5,53	6,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	8,64	9,42
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	12,44	13,57
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	22,12	24,13
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	34,56	37,70
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	54,00	58,90
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	88,47	96,51

## Anexo 2

### Tabelas de medições para a construção com lajes escoradas

#### MEDIÇÕES

Quadro 1 – Medições da cobertura

Designação	U.N.	P.S.	Dimensões			Quantidades		
BETÃO								
Classe C30/37								
Vigas 25x70	m <sup>3</sup>							
	m <sup>3</sup>	8	7,9	0,25	0,7	11,06		
	m <sup>3</sup>	2	8,05	0,25	0,7	2,8175		
Vigas 50x150	m <sup>3</sup>						13,88	
	m <sup>3</sup>	6	26	0,5	1,5	117		
Lajes 0,30	m <sup>3</sup>						117,00	
	m <sup>3</sup>	4	26	0,3	7,9	246,48		
	m <sup>3</sup>	1	26	0,3	8,05	62,79		
							309,27	
								440,15
COFRAGEM								
(madeira)								
Vigas 25x70	m <sup>2</sup>							
	m <sup>2</sup>	8	7,9	0,25	-	15,8		
	m <sup>2</sup>	8	7,9	-	0,7	44,24		
	m <sup>2</sup>	8	7,9	-	0,4	25,28		

	m <sup>2</sup>	2	8,05	0,25	-	4,025		
	m <sup>2</sup>	2	8,05	-	0,7	11,27		
	m <sup>2</sup>	2	8,05	-	0,4	6,44		
	m <sup>2</sup>						107,055	
Vigas 50x150	m <sup>2</sup>	6	26	0,5	-	78		
	m <sup>2</sup>	6	26	-	1,5	234		
	m <sup>2</sup>	6	26	-	1,2	187,2		
	m <sup>2</sup>	6	26				499,2	
Lajes 0,30	m <sup>2</sup>	4	26	-	7,9	821,6		
	m <sup>2</sup>	1	26	-	8,05	209,3		
	m <sup>2</sup>						1030,9	
								1637,16

Quadro 2 – Medições da Armadura da Cobertura

Designação	Nº de partes iguais	Nº de varões iguais em cada parte	Comprimento de cada varão	COMPRIMENTOS TOTAIS DOS VARÕES (m) Peso (Kg/m.l.)					
				Φ8	Φ10	Φ12	Φ16	Φ20	Φ25
				0,395	0,617	0,888	1,578	2,466	3,853
<b>ARMADURA EM LAJES</b>									
Classe A500NR									
LAJE 0,28 m									
<b>Armadura Longitudinal</b>									
Armadura Superior									
Segundo x	4	40	26			4160			
	1	41	26			1066			
Segundo y	4	174	7,9			5498			
	1	174	8,05			1401			
Armadura Inferior									
Segundo x	4	29	26			3016			
	1	30	26			780			

Segundo y	4	208	7,9			6573			
	1	208	8,05			1674			
Armadura de bordo	8	38	2,4	737					
Armadura de canto	4	19	2,4		184				
<b>ARMADURA EM VIGAS</b>									
Classe A500NR									
Vigas 0,25x0,70									
<b>Armadura Longitudinal</b>									
Armadura de Compressão	8	3	7,9				190		
	2	2	8,05				32		
Armadura de Tração	8	2	7,9				126		
	2	1	7,9				16		
<b>Armadura Transversal</b>									
	8	23	1,42		261				
	2	16	1,42		45				
Vigas 0,50x1,50									
<b>Armadura Longitudinal</b>									
Armadura de Compressão	6	10	26						1560
Armadura de Tração	6	8	26						1248
<b>Armadura Transversal</b>									
	6	206	3,52		4351				
Total (m)				737	4842	24168	364	0	2808
Total (kg)				291	2987	21461	574	0	10819
Toda a armadura (Kg)									36134





# Anexo 3

## Tabelas de medições para a construção com Pré-lajes

### MEDIÇÕES

Quadro 1 – Medições da cobertura

Designação	U.N.	P.S.	Dimensões			Quantidades		
BETÃO								
Classe C30/37								
Lajes	m <sup>3</sup>							
(betão de compressão)	m <sup>3</sup>	4	26	0,06	7,9	49,30		
	m <sup>3</sup>	1	26	0,1	8,05	20,93		
							70,23	
Vigas 0,30x1,40	m <sup>3</sup>							
Segundo x	m <sup>3</sup>	2	0,3	1,4	39,65	33,31		
Segundo y	m <sup>3</sup>	6	0,3	1,4	26	65,52		
							98,83	
								169,05
COFRAGEM								
(madeira)								
Vigas 0,30x1,40	m <sup>2</sup>							
Segundo x	m <sup>2</sup>							
	m <sup>2</sup>	2	39,65	0,3	-	23,79		
	m <sup>2</sup>	2	39,65	-	1,4	111,02		
	m <sup>2</sup>	2	39,65	-	1,24	98,33		
							233,14	

Segundo y	m <sup>2</sup>							
	m <sup>2</sup>	6	26	0,3	-	46,80		
	m <sup>2</sup>	6	26	-	1,4	218,40		
	m <sup>2</sup>	6	26	-	1,24	193,44		
	m <sup>2</sup>						458,64	
								691,78

Quadro 2 – Medições da Armadura da Cobertura

Designação	Nº de partes iguais	Nº de varões iguais em cada parte	Comprimento de cada varão	COMPRIMENTOS TOTAIS DOS VARÕES (m) Peso (Kg/m.l.)						
				Φ6	Φ8	Φ10	Φ12	Φ16	Φ20	Φ25
				0,22 2	0,395	0,61 7	0,88 8	1,57 8	2,46 6	3,853
<b>ARMADURA EM LAJES</b>										
Classe A500NR										
LAJE 0,16 m										
Armadura colocada em obra										
<b>Armadura Longitudinal</b>										
Armadura Superior										
Segundo x	60	13	5			3900				
Segundo y	60	16	5				4800			
Armadura de distribuição										
	60	17	4	4080						
<b>ARMADURA EM VIGAS</b>										
Classe A500NR										
Vigas segundo x										
Vigas 0,30x1,40										
<b>Armadura</b>										

<b>Longitudinal</b>										
Armatura de Compressão	11	5	26							1430
Armatura de Tração	11	5	26							1430
<b>Armatura Transversal</b>										
	1	149	3,16		471					
Vigas segundo y										
Vigas 0,30x1,40										
<b>Armatura Longitudinal</b>										
Armatura de Compressão	2	2	40					160		
Armatura de Tração	2	2	40					160		
<b>Armatura Transversal</b>										
	1	149	3,16		153,16					
Vigas 0,25x0,70										
Vigas com extensão de 40 m										
<b>Armatura Longitudinal</b>										
Armatura de Compressão	2	2	40						160	
Armatura de Tração	2	2	40						160	
<b>Armatura Transversal</b>										
Total (m)				4080	624	3900	4800	320	320	2860
Total (kg)				906	246	2406	4262	505	789	11020
Toda a armadura (Kg)										20135

